



Miguel Faria Martins Borralho

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Modelação numérica do rebaixamento do nível freático em obras geotécnicas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil (Perfil de Geotecnia)

Orientadora: Prof.^a Doutora Ana Pinheiro Vieira, FCT-UNL

Coorientadora: Prof.^a Doutora Maria Teresa Santana, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, FCT-UNL

Arguente: Prof. Alexandre da Luz Pinto, IST-UTL

Vogais: Prof.^a Doutora Ana Pinheiro Vieira, FCT-UNL/LNEC

Prof.^a Doutora Maria Teresa Santana, FCT-UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio 2013

“Copyright” Miguel Faria Martins Borralho, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar queria agradecer à Professora Doutora Ana Vieira pela orientação científica prestada, pela constante motivação e disponibilidade, e pela partilha de conhecimentos no desenvolvimento deste trabalho.

Da mesma forma queria agradecer à Professora Doutora Teresa Santana por toda a disponibilidade, interesse e aconselhamento, fundamentais para a forma final deste trabalho.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por disponibilizar todos os meios e incentivos para realizar esta dissertação.

Ao corpo docente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, nomeadamente à secção de Geotecnia, pela aprendizagem e estímulo de interesse nesta área.

À minha família toda, sem me esquecer de ninguém, pela paciência e por tudo o resto.

À Joana.

RESUMO

A construção de obras de Engenharia Civil em áreas urbanas engloba frequentemente o recurso a escavações com profundidades consideráveis, impondo por vezes a necessidade do rebaixamento do nível freático em redor destas escavações, de modo a permitir a sua execução em condições de segurança adequadas. A principal abordagem nestas situações é a instalação de um conjunto de poços para bombear ou captar a água a partir do aquífero, garantindo que o nível freático é rebaixado após um determinado período de bombagem, a um determinado caudal de descarga que é estimado tendo em conta as características do aquífero e as necessidades da escavação.

As consequências do rebaixamento, designadamente nas deformações no terreno envolvente, variam em função de uma série de factores, tais como: o tipo de terreno, a dimensão da obra e o tempo de operação do processo. Neste trabalho pretende-se avaliar, por via numérica, os efeitos do rebaixamento do nível freático em redor de escavações para diferentes situações no que se refere às características geotécnicas dos solos e às características da obra, estudando-se o seu impacto por meio de análises acopladas hidromecânicas e de análises com o cálculo de percolação e o cálculo mecânico efetuados isoladamente, em regime transitório e estacionário e admitindo determinados pressupostos de modelação que posteriormente serão testados.

Termos chave: análise numérica, rebaixamento, poço, deformações, aquífero.

ABSTRACT

Civil Engineering works in urban areas often involve excavations which need to be extended to great depths, sometimes requiring the need to lower the groundwater table in order to guarantee safe work conditions. The main approach in these situations is to install a range of wells to pump or extract water from an aquifer, ensuring the groundwater level is lowered after a given period of pumping, at a constant discharge flow rate assessed taking into account the aquifer's characteristics and the excavation's requirements.

The side effects of groundwater lowering, mainly the deformations it may cause in the surrounding area, will depend on a variety of factors such as: the soil type, the size of the excavation and the period of pumping. This thesis aims to assess, by numerical analysis, the potential side effects of groundwater lowering in the vicinity of an excavation for different situations regarding geotechnical and construction aspects, by performing coupled hydromechanical analysis and uncoupled analysis with fluid-flow calculations and mechanical calculations performed independently, in a transient or steady-state behavior and supposing a few modeling assumptions that will be further tested.

Keywords: numerical analysis, groundwater lowering, well, deformations, aquifer.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos e organização	1
2. INTERFERÊNCIA DA ÁGUA NAS OBRAS DE ENGENHARIA EM MEIO URBANO.....	3
2.1 Introdução	3
2.2 Técnicas de rebaixamento do nível freático	3
2.2.1 Pontas filtrantes.....	4
2.2.2 Poços de bombagem (com bomba submersível)	4
2.2.3 Sistemas de ejeção.....	6
2.2.4 Electro-osmose	6
2.2.5 Captação horizontal.....	7
2.2.6 Captação direta.....	7
2.3 Análise comparativa	8
2.3.1 Comparação entre técnicas de rebaixamento	8
2.3.2 Combinação entre técnicas de rebaixamento e técnicas de exclusão	10
2.4 Efeitos do rebaixamento	11
2.4.1 Rotura por levantamento hidráulico	11
2.4.2 Rotura por levantamento global	12
2.4.3 Rotura por erosão interna	13
2.4.4 Fenómenos a pequena escala.....	13
2.4.5 Assentamentos provocados por rebaixamento	14
2.4.5.1 Assentamentos provocados pelo aumento da tensão efetiva	14
2.4.5.2 Assentamentos provocados por perda de finos.....	15
2.4.6 Danos inerentes a assentamentos provocados pelo rebaixamento.....	15

3. MOVIMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA EM MEIOS POROSOS. PROJETO DE SISTEMAS DE REBAIXAMENTO	19
3.1 Introdução	19
3.2 Aquíferos.....	19
3.2.1 Tipos de aquífero	19
3.2.2 Propriedades e condições de fronteira de um aquífero.....	20
3.3 Escoamento para poços	22
3.3.1 Perdas do poço	24
3.4 Dimensionamento de sistemas de rebaixamento.....	25
3.4.1 Reconhecimento geotécnico prévio	25
3.4.2 Escolha da técnica e definição da geometria.....	27
3.4.3 Estimativa do caudal de descarga em estado estacionário	29
3.4.4 Definição do espaçamento e capacidade dos poços	33
3.5 Validação numérica do dimensionamento. Medidas de monitorização	34
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE REBAIXAMENTOS	35
4.1 Introdução	35
4.2 Fluxo transitório para um poço num aquífero confinado	35
4.2.1 Definição do problema.....	35
4.2.2 Solução analítica	36
4.2.3 Análise numérica.....	37
4.2.4 Comparação com a solução analítica	38
4.2.5 Análise Paramétrica	40
4.3 Escavação com contenção periférica e recurso a rebaixamento do nível freático.....	43
4.3.1 Definição do problema.....	43
4.3.2 Definição do estado inicial de tensão.....	45
4.3.3 Caso original (Rebaixamento instantâneo)	47

4.3.3.1	Resultados: perfil de saturação	47
4.3.3.2	Resultados: perfil de pressões intersticiais	48
4.3.3.3	Resultados: esforços	48
4.3.3.4	Resultados: deslocamento estruturais	49
4.3.3.5	Resultados: rede de fluxo	49
4.3.4	Caso alternativo (Rebaixamento gradual)	50
4.3.4.1	Resultados: perfil de saturação	52
4.3.4.2	Resultados: perfil de pressões intersticiais	53
4.3.4.3	Resultados: esforços	53
4.3.4.4	Resultados: deslocamentos estruturais	53
4.3.4.5	Resultados: redes de fluxo	54
4.3.5	Análise Paramétrica.....	54
4.3.5.1	Comparação entre fatores de segurança	61
4.3.6	Comparação entre casos	62
4.3.7	Análise de resultados.....	67
5.	CASO DE OBRA: ESCAVAÇÃO PROFUNDA NA CIDADE DE BERLIM	69
5.1	Introdução	69
5.2	Definição do problema	69
5.3	Modelação do problema	71
5.4	Resultados das análises numéricas	74
5.4.1	Variação do ângulo de resistência ao corte	74
5.4.2	Influência da modelação do rebaixamento	76
5.5	Análise de resultados.....	77
6.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	79
	BIBLIOGRAFIA.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistema de pontas filtrantes (Preene et al. 2000).....	4
Figura 2.2 - Sistema de poços de bombagem (Preene et al. 2000).....	5
Figura 2.3 - Pormenor de um poço de bombagem (Medeiros 1998)	5
Figura 2.4 - Sistema de ejeção (Preene et al. 2000)	6
Figura 2.5 - Sistema de electro-osmose para rebaixamento (Medeiros 1998)	7
Figura 2.6 - Exemplo de um poço de recolha (Miranda 2010)	8
Figura 2.7 - Limites granulométricos do funcionamento adequado de cada técnica (Medeiros 1998)....	8
Figura 2.8 - Alcance de aplicação das diferentes técnicas de rebaixamento do nível freático (Adaptado de Cashman e Preene 2001)	10
Figura 2.9 - Exemplo de rotura por levantamento hidráulico (Adaptado de EC7 2010)	11
Figura 2.10 - Rotura por levantamento hidráulico (Cashman e Preene 2001)	12
Figura 2.11 - Exemplo de rotura por levantamento global (Adaptado de Cashman e Preene 2001)	13
Figura 2.12 - Instabilidade devida a lençol de água retido. (a) na base da escavação (b) por perda de finos (Adaptado de Cashman e Preene 2001)	14
Figura 2.13 - Deformações provocadas por (a) heterogeneidades no terreno (b) variações nas condições de fundação (Adaptado de Preene 2000).....	16
Figura 3.1 - Aquífero livre em processo de bombagem.....	20
Figura 3.2 - Aquífero confinado em processo de bombagem	20
Figura 3.3 - Aquífero semi-confinado em processo de bombagem	20
Figura 3.4 - Definição gráfica de transmissividade (Adaptado de Xanthakos et al. 1994)	22
Figura 3.5 - Evolução da distância de influência com a bombagem. (a) antes da bombagem (b) imediatamente após a bombagem começar (c) após um longo período de bombagem (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	23
Figura 3.6 - Zonas de influência. (a) Escoamento radial (b) Escoamento plano (Cashman e Preene 2001)	23
Figura 3.7 - Perda do poço (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	24

Figura 3.8 - Ensaio de bombagem com dois poços de observação (Cashman e Preene 2001).....	26
Figura 3.9 - Sobreposição de poços (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	27
Figura 3.10 - Raios equivalentes a conjuntos de poços. (Cashman e Preene 2001)	28
Figura 3.11 - Vala equivalente. (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	28
Figura 3.12 - Profundidade de penetração. (a) aquífero extenso (b) aquífero limitado (Cashman e Preene 2001).....	28
Figura 3.13 - Fator de penetração parcial em regimes de escoamento radial: (a) aquífero confinado (b) aquífero livre; e em regime de escoamento plano: (c) (Cashman e Preene 2001)	30
Figura 3.14 - Poço de observação. (a) instalação simples (b) instalação com piezômetro (Cashman e Preene 2001).....	34
Figura 4.1 – Representação esquemática das condições reproduzidas. (Itasca 2005)	36
Figura 4.2 - Malha do problema.	38
Figura 4.3 - Variação da pressão intersticial.....	38
Figura 4.4 - Variação das tensões	39
Figura 4.5 - Deslocamento vertical.....	40
Figura 4.6 - Análise paramétrica do módulo de deformabilidade: variação da pressão intersticial.....	41
Figura 4.7 - Análise paramétrica do módulo de deformabilidade: deslocamento vertical.....	41
Figura 4.8 - Análise paramétrica do módulo de compressibilidade da água: variação da pressão intersticial	42
Figura 4.9 - Análise paramétrica do módulo de compressibilidade da água: deslocamento vertical.....	43
Figura 4.10 - Geometria do problema (Adaptado de Itasca 2005).....	44
Figura 4.11 - Malha do problema	45
Figura 4.12 - Comparação entre perfis de tensões efetivas para as três abordagens.....	47
Figura 4.13 - Perfis de saturação: caso original	48
Figura 4.14 - Perfil de pressões intersticiais na fase de rebaixamento: caso original	48
Figura 4.15 - Esforços: caso original	49

Figura 4.16 - Deslocamentos estruturais: caso original	49
Figura 4.17 - Rede de fluxo na fase de rebaixamento: caso original	50
Figura 4.18 - Malha do caso alternativo.....	52
Figura 4.19 - Perfil de saturações: caso alternativo	52
Figura 4.20 - Perfil de pressões intersticiais na fase de rebaixamento: caso alternativo.....	53
Figura 4.21 - Esforços: caso alternativo.....	53
Figura 4.22 - Deslocamentos estruturais: caso alternativo.....	54
Figura 4.23 - Rede de fluxo na fase de rebaixamento: caso alternativo.....	54
Figura 4.24 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de saturação na fase final	55
Figura 4.25 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase final	56
Figura 4.26 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de subsidências.....	57
Figura 4.27 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de deslocamento horizontal perto da parede	58
Figura 4.28 - Análise paramétrica ao caudal: plastificações ocorridas em Q4 e Q5.....	58
Figura 4.29 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de saturação	59
Figura 4.30 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase final	59
Figura 4.31 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de subsidências	60
Figura 4.32 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de deslocamentos horizontais.....	60
Figura 4.33 - Análise paramétrica à permeabilidade: plastificações ocorridas em k3	61
Figura 4.34 - Comparação entre casos: perfis de subsidências	63
Figura 4.35 - Comparação entre perfis de saturação. (a) caso original (b) caso alternativo	63
Figura 4.36 - Comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase de rebaixamento. (a) caso original (b) caso alternativo	64
Figura 4.37 - Comparação entre casos: deslocamentos horizontais imediatamente a seguir à parede...64	

Figura 4.38 - Comparação entre esforços. (a) caso original (b) caso alternativo.....	65
Figura 4.39 - Comparação entre deslocamentos estruturais. (a) caso original (b) caso alternativo	66
Figura 4.40 - Comparação entre redes de fluxo na fase de rebaixamento. (a) caso original (b) caso alternativo	66
Figura 4.41 - Comparação entre casos: deslocamentos na base da escavação após o seu final	67
Figura 5.1 - Geometria e especificações do problema (Schweiger 2002).....	70
Figura 5.2 - Malha do problema.	71
Figura 5.3 - Malha completa.....	74
Figura 5.4 - Comparação com a solução de referência: deslocamento e momento flector na parede....	75
Figura 5.5 - Comparação com a solução de referência: subsidências	76
Figura 5.6 - Comparação com o rebaixamento instantâneo: deslocamento horizontal e momento flector da parede.....	77
Figura 5.7 - Comparação com o rebaixamento instantâneo: subsidências.....	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparação entre técnicas de rebaixamento	9
Tabela 2.2 - Limites para avaliação de risco de dano (Adaptado de Preene 2000).....	16
Tabela 2.3 - Medidas de mitigação (Adaptado de Preene 2000).....	16
Tabela 3.1 - Valores típicos de condutividade hidráulica (Adaptado de Matos Fernandes 2006)	21
Tabela 3.2 - Fórmulas para a estimativa do caudal de descarga em escoamento radial. (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	31
Tabela 3.3 - Fórmulas para a estimativa do caudal de descarga em escoamento plano. (Adaptado de Cashman e Preene 2001).....	32
Tabela 4.1 - Propriedades do terreno	36
Tabela 4.2 - Gama de valores da análise paramétrica	40
Tabela 4.3 - Propriedades geotécnicas	44
Tabela 4.4 - Propriedades da parede.	44
Tabela 4.5 - Propriedades da escora.....	45
Tabela 4.6 - Dimensionamento do caudal de descarga em estado estacionário.....	51
Tabela 4.7 - Dimensionamento individual dos poços	51
Tabela 4.8 - Análise paramétrica ao caudal: valores escolhidos	55
Tabela 4.9 - Análise paramétrica à permeabilidade: valores escolhidos.....	55
Tabela 4.10 - Análise paramétrica ao caudal: fatores de segurança.....	62
Tabela 4.11 - Análise paramétrica à permeabilidade: fatores de segurança.....	62
Tabela 5.1 - Propriedades da areia da cidade de Berlim (Schweiger 2002).....	71
Tabela 5.2 - Propriedades da parede (Schweiger 2002).....	72
Tabela 5.3 - Propriedades das ancoragens (Schweiger 2002).....	72
Tabela 5.4 - Parâmetros de dimensionamento para o rebaixamento por fases.....	73

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	- Área da secção
b	- Espaçamento
B	- Coeficiente de calibração do rebaixamento no aquífero - Fator corretivo da profundidade de penetração do poço em regime de escoamento radial
c'	- Coesão em tensões efetivas
c^*	- Coeficiente de difusão da água
c^{trial}	- Coesão provisória que o <i>software</i> FLAC utiliza até ser atingido o colapso do modelo
C	- Coeficiente de calibração das perdas do poço
d'	- Espessura equivalente da parede
dh	- Diferença de carga hidráulica
dl	- Comprimento de caminho de percolação
D	- Espessura da camada de aquífero
E	- Módulo de deformabilidade - Módulo de elasticidade
$E_1(u)$	- Integral exponencial da solução de Theis
F	- Fator de segurança do <i>software</i> FLAC
F_{pe}	- Valor do pré-esforço
F^{trial}	- Fator de segurança que afeta a resistência do terreno até ser atingido o seu colapso
G	- Módulo de distorção
H	- Nível freático inicial
h_w	- Nível freático rebaixado
i	- Gradiente hidráulico
$i_{máx}$	- Gradiente hidráulico máximo à entrada do poço

I	- Momento de inércia
k	- Permeabilidade
	- Condutividade hidráulica
K	- Módulo volumétrico
K_w	- Módulo de compressibilidade da água
K_0	- Coeficiente de impulso em repouso
l_w	- Comprimento de revestimento perfurado submerso
L_0	- Distância de influência de um poço em escoamento plano
n	- Porosidade
	- Quantidade
p	- Pressão intersticial
p_0	- Pressão intersticial inicial
\hat{p}	- Pressão intersticial normalizada
P	- Profundidade de penetração do poço
q_i	- Caudal de descarga dimensionado individualmente para cada poço
Q	- Caudal de descarga
Q_{FLAC}	- Caudal utilizado na modelação
Q_{fp}	- Caudal de descarga para um poço totalmente penetrante
Q_{pp}	- Caudal de descarga para um poço parcialmente penetrante
r_b	- Raio do furo
r_e	- Raio equivalente
r_i	- Distância de um poço ao local onde se pretende estimar o rebaixamento
r_w	- Raio do poço
R_0	- Distância de influência de um poço em escoamento radial

s_w	- Rebaixamento no poço
S	- Coeficiente de armazenamento
S_y	- Cedência específica
t	- Tempo de bombagem
t_0	- Instante de tempo inicial
T	- Transmissividade
u	- Variável adimensional da solução de Theis
\hat{u}_y	- Deslocamento vertical normalizado
x	- Comprimento da vala equivalente
z	- Profundidade
γ	- Peso volúmico
γ_s	- Peso volúmico das partículas sólidas
γ_w	- Peso volúmico da água
ε_{rr}	- Deformação radial
ε_{yy}	- Deformação vertical
$\varepsilon_{\theta\theta}$	- Deformação tangencial
λ	- Fator corretivo da profundidade de penetração do poço em regimes de escoamento plano
ν	- Coeficiente de Poisson
ρ	- Densidade
σ_0	- Tensão inicial
$\hat{\sigma}$	- Tensão normalizada
$\hat{\sigma}_{rr}$	- Tensão radial normalizada
$\hat{\sigma}_{yy}$	- Tensão vertical normalizada
$\hat{\sigma}_{\theta\theta}$	- Tensão tangencial normalizada

φ'	- Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas
φ^{trial}	- Ângulo de resistência ao corte provisório que o <i>software</i> FLAC utiliza até ser atingido o colapso do modelo
ψ	- Ângulo de dilatação
∇p	- Gradiente da pressão intersticial

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A construção em meio urbano tem crescido ao longo dos tempos, superando as limitações impostas por diversas condicionantes, incluindo as geológicas e geotécnicas. O aumento da população a residir em ambiente urbano traduziu-se em importantes alterações na construção: as restrições espaciais e a valorização das áreas de construção levaram a um maior aproveitamento do espaço edificável, recorrendo-se à construção tanto em altura, como em profundidade. Após a ocupação das áreas de construção com melhores características procedeu-se à ocupação daquelas com menores aptidões. A urbanização subterrânea tem cada vez mais importância devido à ocupação do subsolo para estacionamento e outros equipamentos. Se inicialmente a escolha era feita com base na intuição, esta evolução revelou a necessidade de existir um conhecimento prévio das características geotécnicas dos terrenos a interessar pela escavação, quer para as fundações da estrutura a edificar, quer para o uso do subsolo. Assim, conhecendo melhor as características geotécnicas e hidrológicas dos terrenos, tornou-se possível tomar melhores decisões relativamente ao local da obra, evitando complicações a nível de custos, recursos e segurança (Mateus 2008). Os progressos significativos feitos neste âmbito foram largamente impulsionados pelo avanço da tecnologia, nomeadamente no uso dos métodos numéricos, com um grande impacto nas últimas décadas nomeadamente na execução de túneis e que, mais recentemente, conheceram desenvolvimentos facilitados pelo aumento de potência e capacidade de processamento computacional. Estes desenvolvimentos traduziram-se na possibilidade de simular processos de construção complexos, incluindo leis constitutivas sofisticadas e análises acopladas hidromecânicas, e observar a resposta do terreno, levando a que a modelação numérica seja uma ferramenta correntemente utilizada no panorama atual.

1.2 Objetivos e organização

Nas obras de Engenharia Civil as escavações fazem-se até profundidades onde a água não se encontra, geralmente, sobre pressões significativas. Todavia a sua presença pode afectar seriamente o normal decurso e estabilidade da obra, dificultando os trabalhos, modificando o equilíbrio das terras e podendo provocar instabilidade no fundo da escavação e nos taludes circundantes. Neste sentido, é necessário recorrer a técnicas que permitam o seu controlo, de forma a não prejudicar a obra e as zonas vizinhas (Medeiros 1998). Entre estas técnicas destacam-se as técnicas de rebaixamento do nível freático, cuja utilização pode, porém, ser prejudicial à sua envolvente. A ocorrência de assentamentos nas proximidades do local como resultado das alterações às características do terreno provocadas pelas flutuações do nível freático é um dos problemas geotécnicos mais recorrentes da sua aplicação. É no âmbito do tema do rebaixamento do nível freático em obras urbanas que a presente dissertação se desenvolverá, recorrendo à modelação numérica para simular diversos cenários geotécnicos e estudar a influência que alguns aspetos e parâmetros possam ter no seu comportamento.

Além deste capítulo introdutório, a presente dissertação será organizada em mais quatro capítulos. No segundo capítulo descrevem-se as várias técnicas de rebaixamento e é feita uma análise comparativa, a vários níveis, entre técnicas e entre grupos de técnicas. São também referidos os efeitos do rebaixamento no terreno, com claro ênfase nos assentamentos e em medidas de mitigação e prevenção para estes fenómenos.

No terceiro capítulo são referidos os principais tipos de aquífero e é abordado o tema do movimento da água subterrânea em meios porosos, nomeadamente o comportamento da água e do meio poroso quando um poço atua sobre estes, bem como a necessidade de reconhecimento geotécnico prévio à escolha de uma técnica e os procedimentos para o dimensionamento de todo o sistema de rebaixamento.

No quarto capítulo são apresentados dois estudos referentes a cenários geotécnicos distintos que envolvem rebaixamento, cuja modelação numérica irá permitir analisar diferentes comportamentos e diferentes respostas estruturais, assim como averiguar a influência de determinados parâmetros e aspetos de modelação, através de análises paramétricas.

No quinto capítulo é modelado um caso de obra real, cuja construção já foi terminada, sobre o qual incidiram diversas análises numéricas para um estudo de *benchmarking*. Estão disponíveis resultados de campo, bem como uma solução referência representativa do comportamento do meio, que permitem a comparação de resultados. É ainda feito um estudo para observar a influência do rebaixamento na resposta final da obra.

Por fim, são apresentadas algumas considerações finais relativamente ao trabalho efetuado, além de algumas opções a tomar futuramente para uma abordagem mais completa ao tema da presente dissertação.

2. INTERFERÊNCIA DA ÁGUA NAS OBRAS DE ENGENHARIA EM MEIO URBANO

2.1 Introdução

É possível distinguir dois grupos de técnicas correntemente usadas em obras de escavação para o controlo da água: as técnicas de exclusão e as técnicas de rebaixamento do nível freático. As técnicas de exclusão são técnicas que impedem o acesso da água subterrânea à obra, criando barreiras físicas, enquanto as técnicas de rebaixamento do nível freático alteram a configuração do escoamento natural, efetuando uma pré-drenagem do terreno. A sua utilização em obra ocorre de forma combinada, sendo raramente utilizadas individualmente. Apenas o rebaixamento do nível freático, mais comum em solos e o foco desta dissertação nas análises numéricas efectuadas, será brevemente descrito neste capítulo. A adequabilidade de cada técnica de rebaixamento a um caso específico de obra irá depender diversos fatores e será de particular interesse proceder a uma análise comparativa entre algumas técnicas de rebaixamento do nível freático. O escoamento de águas subterrâneas em solos pode ser prejudicial à estabilidade de uma escavação abaixo do nível freático. Por outro lado, a alteração do estado de tensão em redor da escavação provoca assentamentos que podem induzir danos às estruturas próximas.

2.2 Técnicas de rebaixamento do nível freático

As técnicas de rebaixamento induzem alterações à configuração dos escoamentos subterrâneos naturais, extraindo a água e, consequentemente, rebaixando o nível freático localmente, até uma pequena distância abaixo do nível mais profundo da escavação. Esta é a base das técnicas de pré-drenagem, em que o nível freático é rebaixado numa fase prévia da escavação, onde se incluem: pontas filtrantes, poços de bombagem com bomba submersível, sistemas de ejeção, electro-osmose e captação horizontal. Uma abordagem alternativa às referidas passa por deixar a água chegar ao interior da escavação, procedendo de seguida à sua bombagem para fora, técnica denominada por captação direta. O uso desta técnica pode trazer problemas, uma vez que a entrada de água na escavação irá promover a instabilidade desta, sendo necessária a instalação de um filtro adequado, bem como de um sistema para recolher a água retirada da escavação, para a tornar viável.

A escolha da técnica a empregar para a especificidade de determinada obra irá depender de diversos fatores. A litologia, a estratificação do terreno e a sua permeabilidade são fatores muito importantes para escolher a técnica mais apropriada, mas também é necessário ter em conta a extensão da área de construção que necessita de rebaixamento, até que profundidade é necessário garantir que não existe presença de água e a proximidade de outras estruturas na vizinhança, fator este que também será de grande importância na avaliação dos efeitos da operação de rebaixamento. Referem-se em seguida, de forma breve, alguns fatores condicionantes das principais técnicas de rebaixamento.

2.2.1 Pontas filtrantes

O sistema de pontas filtrantes é uma técnica de rebaixamento do nível freático, essencialmente utilizada em solos de reduzida ou média permeabilidade, que consiste numa série de pontos de captação de pequeno diâmetro, instalados no solo à profundidade pretendida e ligados a um coletor horizontal, que por sua vez estará ligado a um sistema de bombagem composto por uma bomba centrífuga e uma bomba auxiliar de vácuo, conforme se ilustra na Figura 2.1.

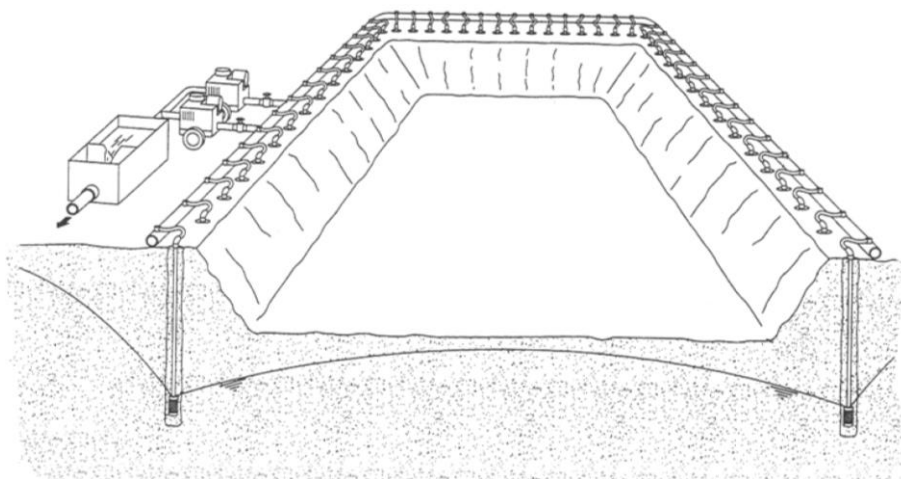


Figura 2.1 - Sistema de pontas filtrantes (Preene et al. 2000)

O vácuo aplicado pela bomba irá retirar a água subterrânea envolvente ao tubo perfurado de cada ponta filtrante, extraindo-a pelo tubo de subida até chegar ao coletor e à entrada da bomba. De seguida, a bomba conduz a água para reservatórios apropriados, a partir dos quais será reaproveitada. As pontas filtrantes são instaladas com pequenos afastamentos entre elas, formando uma linha encostada à escavação ou em toda a sua periferia. A quantidade de rebaixamento que é possível obter com esta técnica dependerá, além da permeabilidade do solo e das limitações físicas impostas pela bomba de sucção, da eficiência da separação ar/água existente na bomba e do vácuo aplicado a todo o sistema. À medida que o rebaixamento vai sendo efetuado, o nível da água aproxima-se do topo do tubo perfurado, aumentando assim o risco de entrada de ar e consequente redução do vácuo disponível, prejudicando o rendimento do sistema (Cashman e Preene 2001). A válvula existente na mangueira flexível que liga a ponta ao coletor irá permitir ao operador regular a taxa de captação da ponta filtrante, procurando maximizar a captação de água e minimizar a entrada de ar, contribuindo assim para que seja possível alcançar o maior rebaixamento possível.

2.2.2 Poços de bombagem (com bomba submersível)

Esta técnica consiste na abertura de um conjunto de poços, na periferia da escavação, onde serão instaladas bombas submersíveis que irão retirar a água existente acima da profundidade de instalação da bomba, criando um sistema como o apresentado na Figura 2.2.

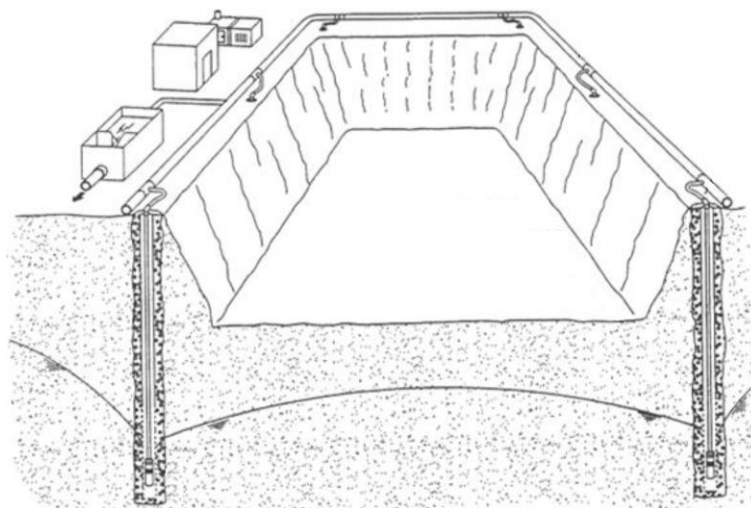


Figura 2.2 - Sistema de poços de bombagem (Preene et al. 2000)

Cada poço é executado com recurso a um equipamento de furação, atingindo profundidades entre os 10 e os 35 metros. O seu interior é revestido com um tubo de plástico ou com um tubo de aço, no entanto, este revestimento não é colocado diretamente na face interior do furo. O revestimento é perfurado até uma certa altura, permitindo a entrada da água para dentro do poço, e o restante revestimento é totalmente fechado para possibilitar a subida da água bombeada até à superfície, como é ilustrado na Figura 2.3.

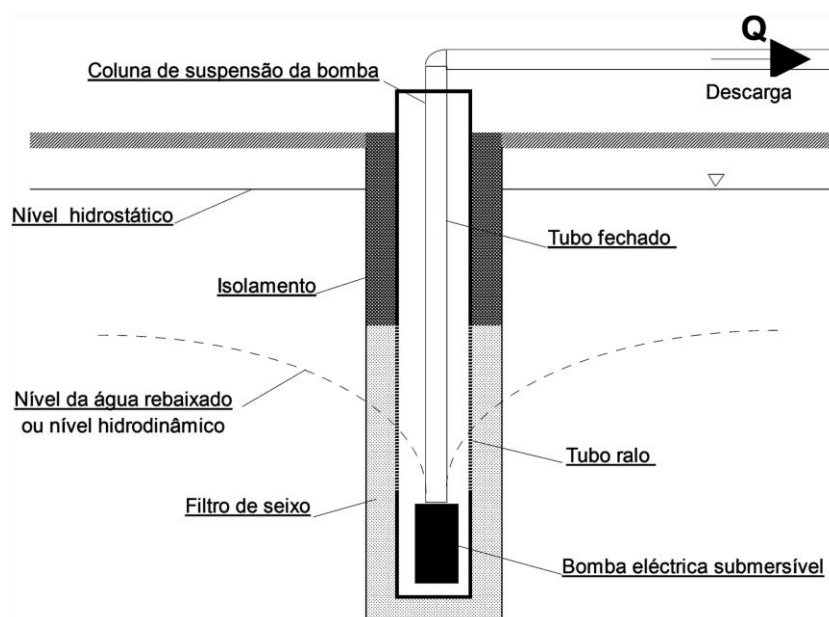


Figura 2.3 - Pormenor de um poço de bombagem (Medeiros 1998)

É uma técnica utilizada em solos permeáveis e muito permeáveis, que funciona normalmente com diversos poços a atuar em simultâneo, sendo rara a utilização de um só poço. Cada poço irá criar um cone de rebaixamento e a interação entre todos irá produzir o rebaixamento pretendido.

2.2.3 Sistemas de ejeção

Os sistemas de ejeção são um conjunto de poços bombeados através de ejetores. Esta é uma técnica bastante útil em solos de baixa permeabilidade, onde a taxa de captação expectável será baixa e uma captação com o auxílio de um sistema de vácuo torna-se benéfica. O sistema é posto em funcionamento fazendo circular água a grande pressão por um tubo de descida. O tubo vai sofrendo um estreitamento gradual da secção até que a água passa por um bocal de reduzido diâmetro, criando assim uma zona de baixa pressão que irá originar vácuo, conduzindo a água subterrânea para dentro do poço. Entrando dentro do poço, a água irá juntar-se com a água que está a ser injetada pelo tubo de descida e serão ambas conduzidas por um tubo de subida, com alargamento gradual da secção, até à superfície sendo em seguida postas de novo em circulação, criando assim um circuito que visa conseguir o rebaixamento pretendido. Para este efeito serão necessários dois colectores horizontais, à superfície: um irá conduzir a água injetada a grandes pressões e o outro irá recolher essa mesma água, juntamente com a água subterrânea, até à superfície, conforme está representado na Figura 2.4. (Cashman e Preene 2001)

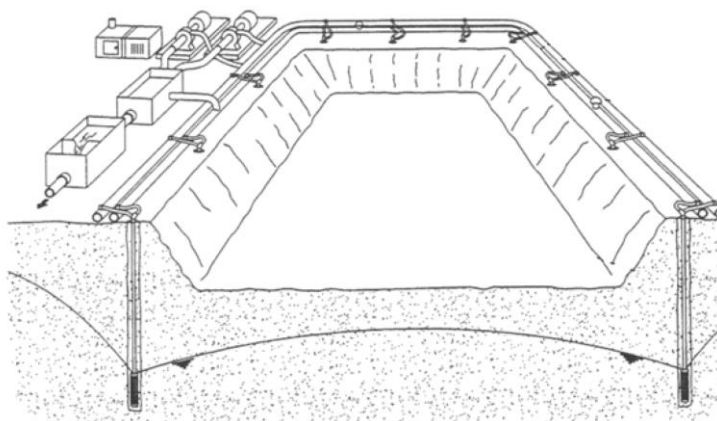


Figura 2.4 - Sistema de ejeção (Preene et al. 2000)

2.2.4 Electro-osmose

Esta técnica é adequada para solos com permeabilidades muito baixas, da ordem dos 10^{-9} m/s, e baseia-se no princípio da electro-osmose. A aplicação de uma diferença de potencial eléctrico entre um ânodo e um cátodo irá provocar o movimento da água em direcção ao cátodo, procedendo-se de seguida à extração dessa água, de acordo com o esquema da Figura 2.5. Isto acontece devido à predominância de frações de silte e de argila, cuja natureza eletroquímica, que se traduz numa carga negativa das partículas quando suspensas em água, irá impedir o movimento da água nos poros. A água em torno destas partículas está carregada positivamente e, como em solos finos o diâmetro dos poros é muito reduzido, toda a água irá ficar retida (Medeiros 1998). Desta forma, quando a corrente é estabelecida os iões positivos irão para o cátodo, o eléctrodo negativo, arrastando consigo a água num processo moroso, que decorrerá cada vez mais lentamente à medida que água vai sendo extraída.

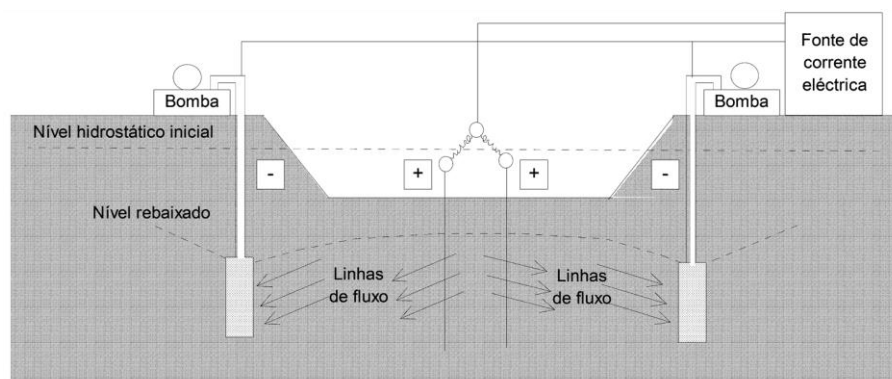


Figura 2.5 - Sistema de electro-osmose para rebaixamento (Medeiros 1998)

2.2.5 Captação horizontal

A captação horizontal é uma técnica principalmente usada para trabalhos onde a rapidez e eficácia de instalação sejam importantes, como por exemplo para a execução de oleodutos ou de escavações amplas (Cashman e Preene 2001). Um longo tubo flexível, perfurado em grande parte do seu comprimento, é assente no local pretendido com o auxílio de uma máquina especializada que irá abrir a vala ao mesmo tempo que o tubo é instalado. Uma das extremidades do tubo não é perfurada e é mantida à superfície, nessa extremidade será instalada uma bomba de sucção que irá extrair a água drenada pelo tubo perfurado. É usual conseguirem-se rebaixamentos entre os 4,5 e os 6 metros. A máquina especializada utilizada é uma máquina de escavação montada sobre lagartas, munida de uma corrente de escavação contínua que escavará uma vala de espessura fixa à medida que a máquina avança. Um rolo de tubo vai sendo progressivamente esticado, sendo disposto no fundo da vala com a ajuda da rampa de apoio existente na máquina, a vala é depois preenchida com o material resultante da escavação ou com material filtrante.

2.2.6 Captação direta

A captação direta é a mais básica técnica de rebaixamento do nível freático e passa por deixar a água afluir à escavação, recolhendo-a em poços e encaminhando-a de seguida para o exterior. O método mais comum de eliminação da água acumulada nos poços é por bombagem através de uma bomba instalada no fundo do poço. Os poços podem ser usados em duas situações distintas: para acumular, através de um sistema de caleiras ou trincheiras, a água superficial que vai afluindo à base da escavação e posteriormente bombeá-la para o exterior; para recolher e encaminhar para o exterior a água proveniente do rebaixamento realizado para uma escavação de pouca profundidade – neste caso os poços são instalados em local que não interfira com a escavação. A bomba deve estar instalada no fundo do poço com uma ligeira elevação, conseguida pela colocação material filtrante que permite a acumulação de sedimentos que possam ser prejudiciais e causar desgaste na bomba. Uma solução corrente para este problema é a disposição de camadas de material filtrante em redor da escavação, obrigando a água a escoar por gravidade até à base da escavação, ao mesmo tempo que os finos são filtrados, como se mostra na Figura 2.6.

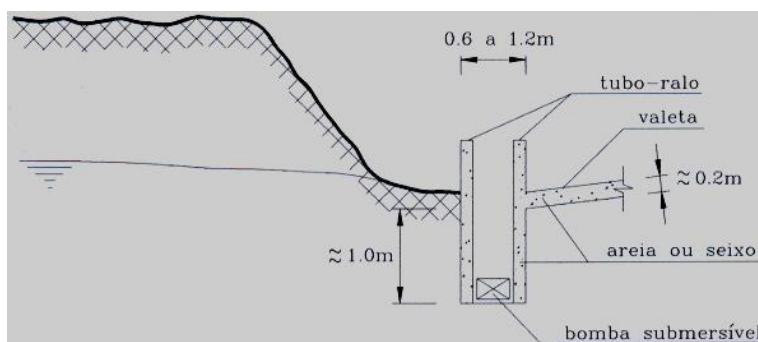


Figura 2.6 - Exemplo de um poço de recolha (Miranda 2010)

2.3 Análise comparativa

2.3.1 Comparação entre técnicas de rebaixamento

O rebaixamento do nível freático consegue-se recorrendo a várias técnicas, enumeradas e descritas anteriormente, e a escolha da técnica mais apropriada para uma determinada obra, irá depender de vários fatores. Assim, na Tabela 2.1 as técnicas são distinguidas em relação ao tipo de solo apropriado, à sua aplicação mais comum em obra, à adequabilidade da sua utilização em meio urbano, à quantidade de rebaixamento, à extensão da escavação, ao rebaixamento máximo que possibilitam e aos custos e facilidade de instalação. Nesta análise comparativa não foi considerada a captação direta por não ser uma técnica de pré-drenagem, perfilando-se como uma solução alternativa às restantes técnicas. Conforme pode ser verificado na Tabela 2.1, nem todas as técnicas podem ser usadas em todo o tipo de solos. Na Figura 2.7 são apresentadas as técnicas mais adequadas a cada tipo de solo, sob a forma de uma curva granulométrica.

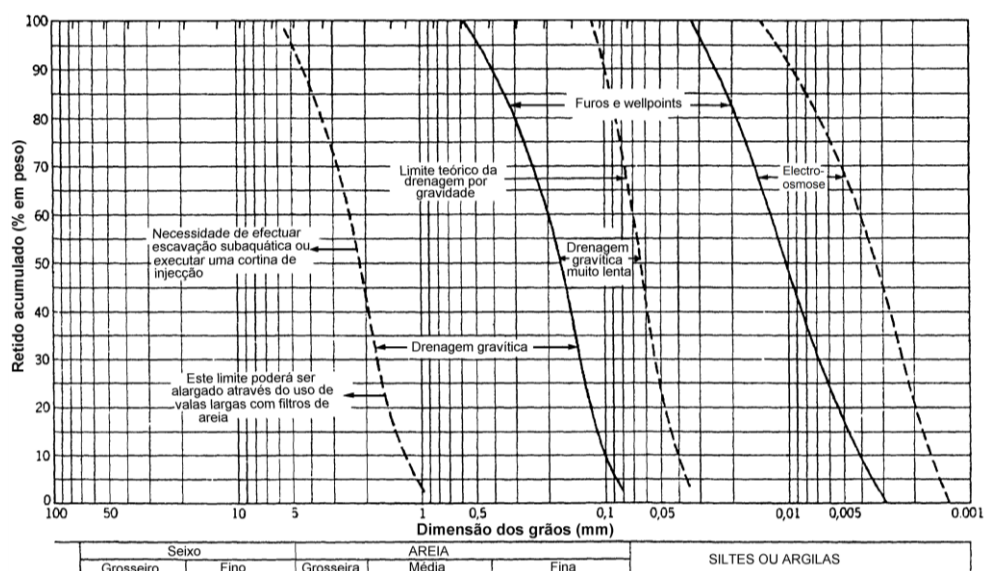


Figura 2.7 - Limites granulométricos do funcionamento adequado de cada técnica (Medeiros 1998)

2. INTERFERÊNCIA DA ÁGUA NAS OBRAS DE ENGENHARIA EM MEIO URBANO

Tabela 2.1 - Comparação entre técnicas de rebaixamento

Técnica	Tipo de solo apropriado	Aplicação comum	Adequabilidade ao meio urbano	Rebaixamento Máximo	Extensão Limite	Vantagens	Desvantagens
Pontas Filtrantes	Areias finas, médias e grosseiras	Escavações de profundidade moderada, como escavações de valas	Só para um sistema de um único andar	6 metros, devido às limitações das bombas de sucção	Dependente do espaço para executar múltiplos andares	Facilidade e rapidez de instalação	Rebaixamento limitado a 6 metros
Poços de Bombagem	Solos permeáveis e muito permeáveis	Escavações de grandes profundidades	Adequabilidade elevada	Em condições geotécnicas apropriadas, não existe	Não é crítica, mas condiciona o número de poços	Não há limite de rebaixamento; Revela-se económico para grandes profundidades	Custos iniciais elevados
Sistemas de Ejeção	Mais útil em solos com baixa permeabilidade: areias muito finas, siltes e argilas fraturadas	Em solos pouco permeáveis; substituindo um sistema de pontas em andares ou um poço de baixa capacidade	Adequabilidade elevada (reduzida ocupação à superfície)	É possível atingir 20-30 metros; com a injeção de água a pressões elevadas é possível alcançar os 50 metros	Não é condicionante	Automaticamente aplica vácuo em solos de baixa permeabilidade	Pouca eficiência energética; Potenciais danos no equipamento
Electro-osmose	Com muito baixa permeabilidade: siltes e argilas	Melhoria das condições mecânicas em argilas e siltes	Raramente utilizado, mas praticável	Condicionado pela técnica escolhida para bombear a água extraída	Não é condicionante	Aumento da resistência mecânica do solo	Custos elevados devido à necessidade de energia elétrica; Processo moroso
Captação Horizontal	Areias finas, médias e grosseiras	Escavação para execução de oleodutos e escavações amplas	Mais indicado para ser utilizado fora de áreas urbanas	Entre 4,5 e 6 metros	Limitada ao tamanho da pá do equipamento	Rapidez de instalação; Reduzida ocupação da superfície	Custos elevados devido ao transporte de equipamento especializado

Na Figura 2.8 é feita uma análise um pouco diferente e com bastante interesse, relacionando cada técnica com o rebaixamento que possibilita e com a permeabilidade a que se adequa.

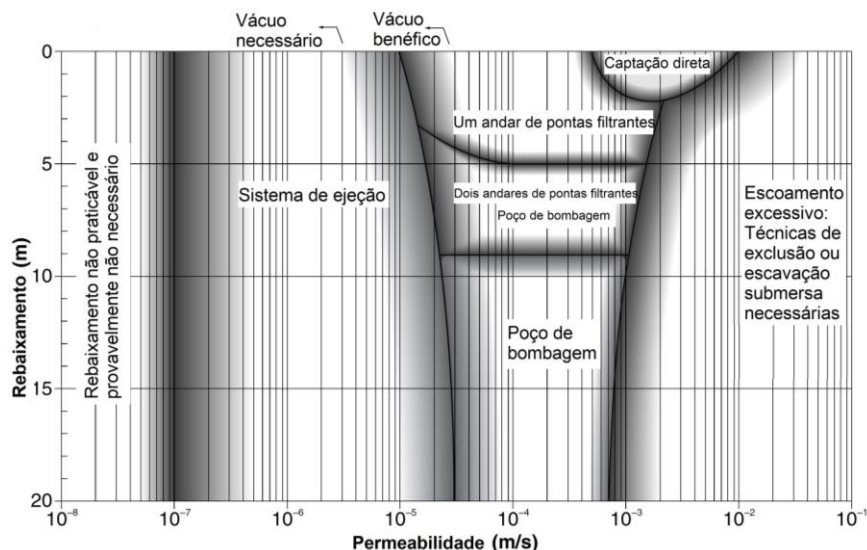


Figura 2.8 - Alcance de aplicação das diferentes técnicas de rebaixamento do nível freático (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

2.3.2 Combinação entre técnicas de rebaixamento e técnicas de exclusão

O objectivo das técnicas de exclusão é evitar que a água subterrânea chegue à escavação, objectivo que se procura atingir através de uma barreira de muito baixa permeabilidade que é enterrada ou construída na zona limítrofe do terreno (Paredes Moldadas, Cortina de Estacas, Cortina de Estacas-Prancha) ou reduzindo a permeabilidade do mesmo (*Jet-Grouting* e Congelação). As técnicas de exclusão são muitas vezes combinadas com as técnicas de rebaixamento do nível freático para fazer frente a diversas situações indesejáveis numa obra. As técnicas de exclusão permitem trabalhar abaixo do nível da água com efeitos mínimos sobre a sua variação à volta da construção, o que significa que os efeitos secundários do rebaixamento não se irão verificar (Cashman e Preene 2001). Os custos para lidar com solos muito permeáveis através de técnicas de rebaixamento podem ser incontroláveis, sendo justificada nesse caso a utilização de técnicas de exclusão adequadas. Na execução de técnicas de exclusão é aconselhável o seu prolongamento até um estrato muito pouco permeável, constituindo uma ensecadeira e retendo a água dentro dos limites da barreira, composta pela exclusão e pelo estrato de boas características, e retirando-a ou por captação direta, durante a escavação, ou por um sistema de pontas filtrantes ou poços de bombagem, no final da escavação. Se este estrato de boas características não existir ou estiver a grande profundidade é aconselhável a utilização de um tampão de fundo, recorrendo ao mesmo procedimento da ensecadeira e reduzindo a permeabilidade do meio abaixo da cota de escavação através da execução de colunas de *Jet Grouting*, construindo assim uma barreira à afluência da água à base da escavação.

2.4 Efeitos do rebaixamento

A utilização de técnicas de rebaixamento do nível freático deve garantir condições de trabalho estáveis e adequadas na obra para que esta decorra em segurança e sem custos adicionais. Estas operações de rebaixamento do nível freático irão alterar a posição do nível freático, muitas vezes prolongando-se numa área extensa além do local de construção e, o que em meio urbano assume um carácter importante, podendo em determinadas circunstâncias existir consequências graves. Um sistema de rebaixamento bem dimensionado deve assim garantir:

- que os assentamentos ocorrem dentro de limites aceitáveis;
- a prevenção do levantamento e rotura do fundo de escavação;
- a prevenção da erosão interna devido ao escoamento;
- o rebaixamento local do nível freático e interceção de qualquer escoamento que possa surgir na base ou no talude da escavação.

No entanto, um rebaixamento inadequado pode traduzir-se em três modos de rotura: rotura por levantamento global, rotura por levantamento hidráulico e rotura por erosão interna, além de assentamentos, perturbações no abastecimento de água e a degradação da sua qualidade (EC7 2010).

2.4.1 Rotura por levantamento hidráulico

A rotura por levantamento hidráulico sucede quando as forças de percolação ascendente atuam na base da escavação, contra o peso do terreno, reduzindo a tensão efetiva vertical e assim provocando um fenómeno de efervescência que irá impelir as partículas do terreno para cima, sob a ação do fluxo de água, conforme é exemplificado na Figura 2.9. Este é fenómeno mais comum em solos arenosos, onde a reduzida coesão proporciona condições favoráveis à sua ocorrência.

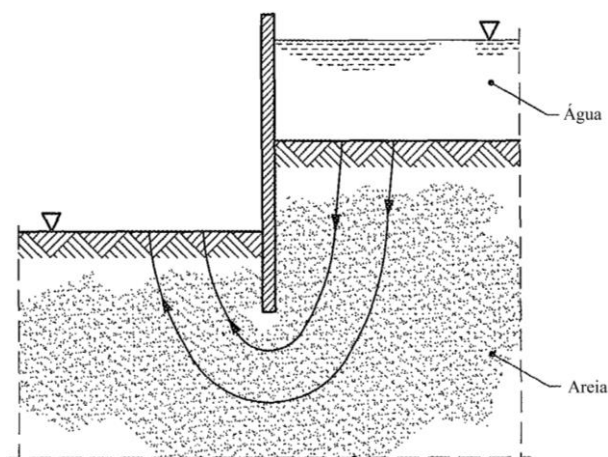


Figura 2.9 - Exemplo de rotura por levantamento hidráulico (Adaptado de EC7 2010)

Teoricamente esta rotura ocorrerá quando o gradiente hidráulico exceder um valor crítico dado pela Equação 2.1. O gradiente hidráulico para o escoamento ascendente é definido pelo quociente entre a diferença de carga hidráulica do interior para o exterior da escavação, dh , e pelo caminho de percolação, dl , conceitos esquematizadas na Figura 2.10, e pode ser controlado variando estes dois

parâmetros. A zona crítica para a ocorrência deste modo de rotura é junto da parede, no interior da escavação, uma vez que aqui o caminho de percolação será mais curto e consequentemente o gradiente hidráulico será maior, aproximando-se do valor crítico.

$$i_{crit} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (2.1)$$

Prolongar a parede até maiores profundidades traduz-se num aumento do caminho de percolação, diminuindo o gradiente hidráulico. Da mesma forma, a diferença de carga hidráulica pode ser variada para controlar o gradiente hidráulico e distancia-lo do valor crítico, o que pode ser conseguido instalando um sistema de rebaixamento no exterior do perímetro de escavação e aí rebaixar o nível freático, diminuindo a diferença de carga hidráulica. Alternativamente, pode optar-se também por aumentar o peso estabilizante, por exemplo através da injeção de colunas de *Jet Grouting*, ou garantir a redução das pressões intersticiais na base da escavação, também com um sistema de rebaixamento do nível freático.

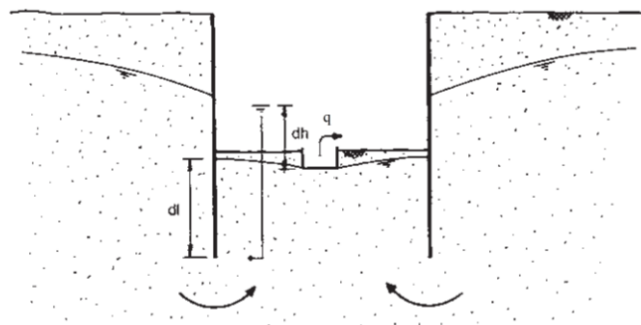


Figura 2.10 - Rotura por levantamento hidráulico (Cashman e Preene 2001)

2.4.2 Rotura por levantamento global

Quando a pressão intersticial instalada sob um estrato de baixa permeabilidade, ou sob uma estrutura, ultrapassa o valor da tensão vertical média devida a esse mesmo estrato ou estrutura, ocorrerá rotura por levantamento global (EC7 2010). Por oposição à rotura por levantamento hidráulico, este modo de rotura é mais frequente em solos com coesão mais significativa, como os solos argilosos. Na Figura 2.11 exemplifica-se uma situação onde este modo de rotura pode ocorrer: um aquífero confinado com um nível piezométrico próximo da superfície, subjacente a uma escavação executada com recurso a contenção periférica, que irá gerar pressões intersticiais na base da escavação. Estas pressões, com o avanço da escavação, irão exceder a tensão vertical do terreno sobrejacente e provocar empolamentos que em casos extremos podem culminar na rotura do solo e entrada de água na escavação.

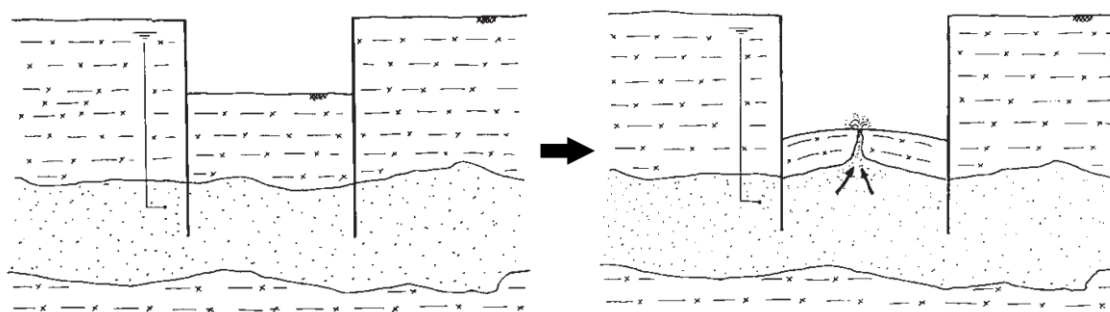


Figura 2.11 - Exemplo de rotura por levantamento global (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Para prevenir que isto aconteça deve garantir-se a redução das pressões intersticiais no aquífero confinado, instalando no exterior ou no interior da escavação um sistema de rebaixamento do nível freático adequado que permita a redução das pressões intersticiais a atuar sob a base da escavação. Alternativamente pode aumentar-se o peso sobre a base da escavação, pela injeção de colunas de *Jet Grouting* ou qualquer outra técnica de melhoramento de solos, ou, se a opção recair por impermeabilizar a base da escavação executando uma laje, ancorar a estrutura a estratos subjacentes que tenham boas características.

2.4.3 Rotura por erosão interna

Este modo de rotura é caracterizado pelo colapso da estrutura do solo provocado pela circulação da água dentro do solo, que leva ao transporte das partículas finas que o compõem e consequente perda de estabilidade. A erosão interna tanto pode ocorrer pelo interior de um estrato, pela superfície de contacto entre dois estratos ou pela superfície de contacto entre um estrato e uma estrutura. Para evitar que tal aconteça deve proceder-se à instalação de filtros, naturais ou artificiais, na entrada para o poço, onde é expectável que se verifiquem gradientes hidráulicos mais elevados.

2.4.4 Fenómenos a pequena escala

Além dos fenómenos referidos anteriormente existem também outros casos em que problemas mais localizados podem provocar inconvenientes numa obra em meio urbano. Por vezes em aquíferos podem surgir camadas de pequena extensão, com permeabilidade muito reduzida, que acumulam uma quantidade significativa de água e dificultam a drenagem, como ilustra a Figura 2.12 (a), conduzindo à necessidade de medidas extraordinárias de rebaixamento que podem passar pela instalação de drenos de areia ou criando orifícios de drenagem na camada onde a água está acumulada (Cashman e Preene 2001). Se a escavação continuar além do lençol de água que está retido pode ocorrer o arrastamento dos finos dos taludes de escavação, conforme indica a Figura 2.12 (b), e nesse caso deve ser colocado material drenante, que atuando como filtro desvie a água do talude de escavação. Outro fenómeno que pode originar uma fronteira de recarga problemática consiste na ocorrência de zonas compostas por material extremamente permeável, muitas vezes resultantes de antigos rios e por isso frequentes em solos aluvionares. A solução para este tipo de problema é o aumento da capacidade do sistema de

rebaixamento com a instalação de poços que possam bombear a água diretamente da fronteira de recarga ou, quando possível, intersectar o escoamento antes que este atinja a obra.

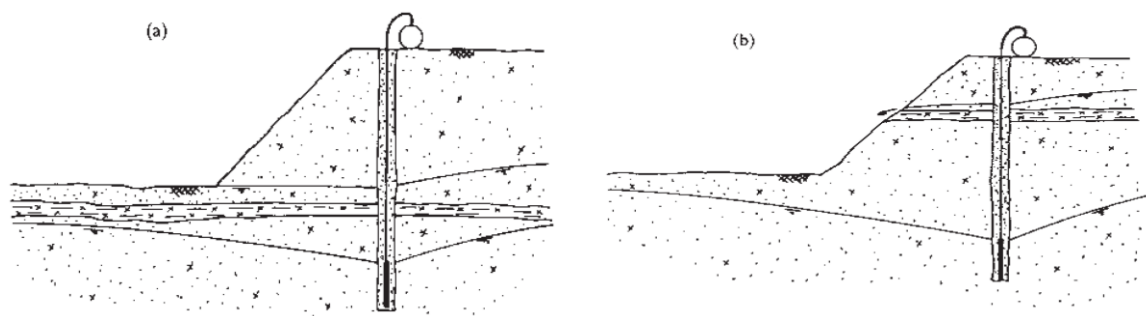


Figura 2.12 - Instabilidade devida a lençol de água retido. (a) na base da escavação (b) por perda de finos
(Adaptado de Cashman e Preene 2001)

2.4.5 Assentamentos provocados por rebaixamento

Os assentamentos provocados pelo rebaixamento do nível freático são inevitáveis, ocorrendo sempre que se opta por esta prática. Em muitos casos podem ser desprezados, devido à sua reduzida grandeza que não irá implicar danos e deformações às estruturas vizinhas. Porém, pode acontecer que estes assentamentos sejam de tal expressão que possam prejudicar a estabilidade e segurança das construções. Estes assentamentos têm duas origens distintas, podendo ocorrer por alterações da tensão efetiva ou por perda de finos. No entanto, muitas vezes o sistema de rebaixamento não é bem dimensionado e executado, provocando também a ocorrência de assentamentos. Estes problemas resultam essencialmente de falhas na avaliação das necessidades de um sistema deste género, tais como: a depreciação da necessidade de rebaixamento, a inexistência de equipamento de reserva para prevenir qualquer interrupção na bombagem e um deficiente plano de prospeção, dimensionamento ou monitorização, que não permitam o conhecimento das condições hidrogeológicas do local.

2.4.5.1 Assentamentos provocados pelo aumento da tensão efetiva

O rebaixamento do nível freático terá como consequências naturais a redução das pressões intersticiais e o aumento das tensões efetivas. O estado de tensão é alterado e esta mudança traduzir-se-á numa carga suplementar a ser suportada pelo solo, que provocará assentamentos. Estes assentamentos verificar-se-ão até grandes distâncias, o que poderá ter como consequência a ocorrência de assentamentos diferenciais. A magnitude de um assentamento provocado pelo aumento da tensão efetiva irá depender de três fatores:

- compressibilidade do terreno, pois quanto mais compressível for maiores serão os assentamentos;
- a área abrangida, uma vez que quanto maior for o rebaixamento pretendido maiores serão os assentamentos daí resultantes;

- o período de bombagem, porque um período de bombagem mais extenso implicará maiores assentamentos.

2.4.5.2 Assentamentos provocados por perda de finos

Se um sistema de rebaixamento transportar finos na água que vai bombeando, poderão ocorrer assentamentos. A maioria dos sistemas irá fazê-lo numa primeira fase, no entanto, se este fenómeno persistir no tempo a remoção destas partículas finas criará vazios, e provocará assentamentos indesejáveis. Este não é um problema que normalmente se verifique em sistemas de pontas filtrantes, poços de bombagem ou sistemas de ejeção (Cashman e Preene 2001). Nesta tipologia de técnicas são instalados filtros que previnem o contínuo arraste e bombeamento de finos para o exterior. A técnica onde geralmente este tipo de fenómeno é verificado é a captação direta, uma vez que a instalação de filtros à volta da bomba, que irá retirar a água acumulada no fundo da escavação para o seu exterior, é muitas vezes descuidada levando a que as partículas finas sejam bombeadas juntamente com a água.

2.4.6 Danos inerentes a assentamentos provocados pelo rebaixamento

A magnitude e distribuição dos assentamentos resultantes do rebaixamento, irá depender da posição do nível freático, da estratificação do solo e das suas propriedades geotécnicas e do sistema de rebaixamento utilizado. O que diferencia estes assentamentos dos restantes, tais como aqueles provocados pela execução de túneis ou por escavações, é a extensão a que estes se podem verificar. Os assentamentos provocados pela execução de túneis ou escavações são fenómenos mais locais, sendo desprezáveis a partir de extensões na ordem de duas a três vezes a profundidade de escavação, ao passo que se um rebaixamento do nível freático for levado a cabo em condições adversas os danos resultantes podem ser verificados a centenas de metros do local (Preene 2000). A maioria da informação publicada, relacionada com danos estruturais provocados por assentamentos, concentra-se em escavações e túneis, existindo alguma escassez de informação relativamente aos danos que os assentamentos resultantes de um rebaixamento possam causar. Isto acontece porque as inspeções que se fazem antes da construção não são compreendidas a uma área suficientemente extensa, tornando impossível a averiguação do estado original do terreno à distância até à qual é expectável verificarem-se os assentamentos (Cashman e Preene 2001). Estes assentamentos, se forem uniformes, não irão provocar danos consideráveis às estruturas, esses danos ocorrerão devido aos assentamentos diferenciais que provocarão distorções nas estruturas. Excetuando o caso de solos muito compressíveis, os assentamentos diferenciais e distorções provocados pelo rebaixamento do nível freático não provocam geralmente danos prejudiciais à estabilidade e segurança das estruturas. Contudo, devido à possibilidade do sistema de rebaixamento afectar uma extensa área, a heterogeneidade do terreno e a variação nas condições de fundação tornam-se um fator significativo no aumento das distorções sofridas pelas estruturas, podendo causar danos graves, conforme pode ser observado na Figura 2.13 (Preene 2000).

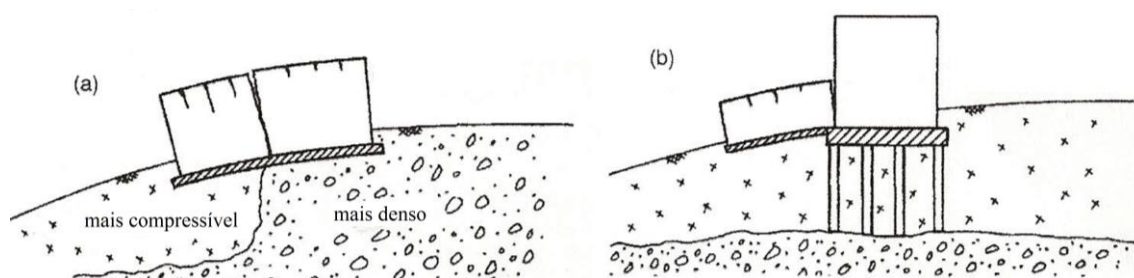


Figura 2.13 - Deformações provocadas por (a) heterogeneidades no terreno (b) variações nas condições de fundação (Adaptado de Preene 2000)

Uma abordagem muito utilizada para avaliação do risco de danos baseia-se na estimativa dos assentamentos induzidos pela obra. Normalmente este tipo de procedimento é realizado através da estimativa de valores limite para o assentamento máximo e para a distorção. Na Tabela 2.2 é apresentado um exercício semelhante, com base em valores limite resultantes de perfis de assentamento provocados por túneis, resultante do trabalho de Lake et al. (1996). Os valores apresentados na distorção são obtidos assumindo uma rotação do corpo rígido onde todos os assentamentos ocorrem como assentamentos diferenciais ao longo da estrutura. Esta estimativa pode ser utilizada como ponto de partida para definir diferentes zonas de risco de dano.

Tabela 2.2 - Limites para avaliação de risco de dano (Adaptado de Preene 2000)

Categoria de Risco	Assentamento máximo (mm)	Distorção	Efeitos esperados
Desprezível	< 10	< 1/500	Danos superficiais pouco prováveis.
Ligeiro	10 - 50	1/500 - 1/200	Prováveis danos superficiais, sem implicação estrutural.
Moderado	50 - 75	1/200 - 1/50	Danos superficiais e prováveis danos estruturais e em canalizações.
Alto	75	> 1/50	Danos estruturais e em canalizações.

Consoante a natureza do projeto e o número e tipo de estruturas em risco, alguns ou mesmo todos os assentamentos podem ser considerados inaceitáveis, levando à necessidade da implementação de medidas de mitigação, ou mesmo de prevenção, de danos (Preene 2000). Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas dessas medidas.

Tabela 2.3 - Medidas de mitigação (Adaptado de Preene 2000)

Mitigação sugerida	Possíveis medidas
Proteger estruturas individualmente	Antes dos trabalhos, reforçar as fundações das estruturas em risco.

Reduzir o número de estruturas em risco	Reduzir o rebaixamento necessário, reduzindo a profundidade da escavação; Reduzir extensão das zonas de risco diminuindo o período de bombagem; Usar um sistema de recarga, para minimizar o rebaixamento no exterior da escavação; usar uma técnica de exclusão adequada para minimizar o rebaixamento no exterior da escavação.
Evitar assentamentos	Alterar a localização da obra; Redimensionar o projeto de forma a não ser necessário rebaixamento; Proceder à escavação com o auxílio de técnicas de exclusão

Ainda, de acordo com o regulamento da Câmara Municipal de Lisboa para urbanização e edificação, inserido no Diário da República, 2ª Série, N°8, é referido no Artigo 104.º que quando existir a necessidade de rebaixamento do nível freático as referências às técnicas utilizadas e às eventuais consequências da sua utilização devem ser indicadas. No caso em que a construção se situe a 25 metros do plano exterior das estruturas enterradas afetas ao serviço do Metropolitano de Lisboa, o projeto da obra deve obedecer às condicionantes impostas pelo Metropolitano de Lisboa e ser remetido para a sua apreciação.

3. MOVIMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA EM MEIOS POROSOS. PROJETO DE SISTEMAS DE REBAIXAMENTO

3.1 Introdução

A principal abordagem aos problemas provocados pela água subterrânea nas escavações a céu aberto passa por rebaixar o nível freático, sendo o método mais utilizado a instalação de uma série de poços para bombear ou captar a água a partir dos mesmos. Nesta dissertação a definição de poço abrange qualquer dispositivo, instalado num furo ou injetado, que seja dimensionado e construído para permitir que a água seja bombeada ou captada. Um poço terá um revestimento, perfurado em determinado segmento e maciço no restante comprimento. São classificados como poços os sistemas de pontas filtrantes, os sistemas de ejeção e os poços de bombagem, variando entre si essencialmente na técnica de bombagem. O dimensionamento e aplicação de um sistema de rebaixamento por poços é determinado pela geologia do local e pela forma como a água se desloca nos vazios, pelo que é necessário conseguir caracterizar o meio geológico, além de compreender como se processa o escoamento da água para os poços.

Assim, no presente capítulo, em primeiro lugar referem-se os principais tipos de aquífero e descrevem-se os princípios gerais do escoamento para poços, abordando-se no seguimento, o tema do reconhecimento geotécnico prévio, com especial destaque para a determinação da permeabilidade, essencial para um correto dimensionamento. São ainda apresentadas, diferentes propostas disponíveis para o dimensionamento de um sistema de rebaixamento por poços bem como os principais parâmetros a monitorizar para avaliar a sua eficiência.

3.2 Aquíferos

Todd e Mays (2005) definem aquífero como sendo um solo composto por suficiente material permeável e saturado, contendo quantidades significativas de água. Sendo normalmente bastante extensos, os aquíferos podem estar sobrepostos ou suportados por estratos confinantes. Estes estratos podem ser barreiras de muito baixa permeabilidade, impermeáveis à passagem da água subterrânea, denominados aquíclusos, ou estratos com reduzida permeabilidade mas que ainda assim permitem um pequeno fluxo de água subterrânea, denominados aquíardos.

3.2.1 Tipos de aquífero

Existem três tipos de aquíferos, os aquíferos livres, os aquíferos confinados ou artesianos e os aquíferos semi-confinados. O aquífero livre é limitado superiormente por uma superfície livre, onde a água se encontra à pressão atmosférica, e inferiormente por um aquícluso, conforme está ilustrado na Figura 3.1. Os seus vazios estarão saturados com água até à superfície freática, a partir da qual a sua saturação será devida à água que irá subir por capilaridade, até uma altura que será dependente do tamanho dos poros.

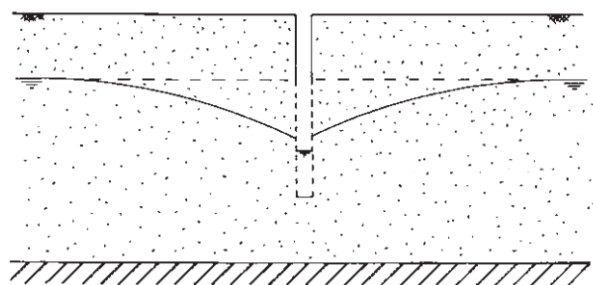


Figura 3.1 - Aquífero livre em processo de bombeamento

O aquífero confinado, representado na Figura 3.2, caracteriza-se por ser limitado superior e inferiormente por aquíclusos, estando saturado na sua totalidade, o que levará a que a pressão da água no seu interior seja superior à pressão atmosférica.

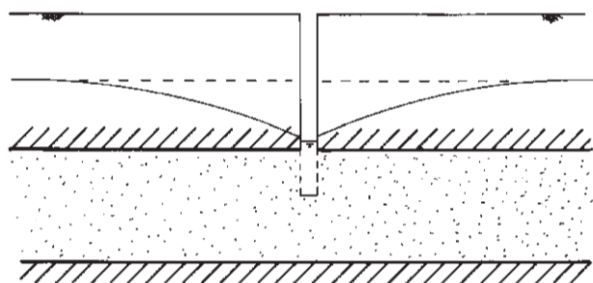


Figura 3.2 - Aquífero confinado em processo de bombeamento

Na Figura 3.3 está esquematizado um aquífero semi-confinado, que é um aquífero limitado superiormente por um aquífero e inferiormente por um aquícluso. Neste caso a água é bombeada não só através do escoamento horizontal de água no aquífero, mas também do fluxo vertical, a velocidade baixa e no sentido ascendente, do aquífero para o aquífero. Desta forma a água existente no aquífero irá também contribuir para a quantidade de água que o poço irá conseguir retirar.

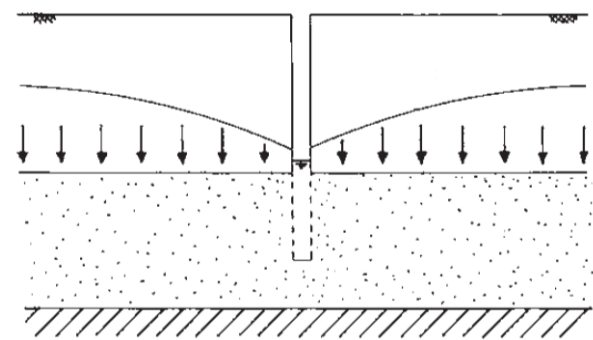


Figura 3.3 - Aquífero semi-confinado em processo de bombeamento

3.2.2 Propriedades e condições de fronteira de um aquífero

Em Engenharia Civil o conceito de utilização mais útil é o de condutividade hidráulica, que representa a facilidade com que a água passa através dos poros de uma massa de solo. A condutividade hidráulica

tem em conta não só as propriedades do solo, como também as propriedades do fluido que o atravessa, a água, estando o seu valor dependente de uma série de fatores, entre os quais a porosidade e o tamanho e distribuição das partículas. Assim, os solos compostos por materiais mais finos, como as argilas, possuem valores mais baixos de condutividade hidráulica, ao passo que os compostos por materiais mais grossos, como as areias, apresentam valores mais elevados de condutividade hidráulica (Todd e Mays 2005). Valores típicos de condutividade hidráulica são apresentados na Tabela 3.1, representados pelo coeficiente k , são expressos em metros por segundo (m/s) e variando entre 10^{-12} e 10^{-1} . Ao longo deste trabalho, sempre que for feita referência ao termo “permeabilidade”, deve entender-se que se trata da condutividade hidráulica.

Tabela 3.1 - Valores típicos de condutividade hidráulica (Adaptado de Matos Fernandes 2006)

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$
Areias	10^{-2} a 10^{-6}
Silte	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

Além da permeabilidade, as condições de fronteira que limitam um aquífero são muito relevantes para a sua resposta ao rebaixamento. Se existir uma zona ou algum elemento por onde a água possa escoar para um aquífero, essa zona é denominada uma fronteira de recarga do aquífero e pode ser prejudicial ao funcionamento do sistema de rebaixamento, devendo ser considerada no seu dimensionamento. Com o efeito oposto, surgem as fronteiras barreira, que impedirão o escoamento de águas subterrâneas, fazendo com que o caudal bombeado, que será necessário para atingir determinado rebaixamento, seja menor.

São também definidas, para os aquíferos, propriedades que permitem quantificar a sua resposta à variação das condições hidrológicas provocadas pelo rebaixamento. A transmissividade, T , é uma dessas propriedades e é dependente da permeabilidade e espessura do aquífero.

$$T = kD \quad (3.1)$$

A transmissividade é uma propriedade do aquífero que pode ser determinada com o auxílio de ensaios de bombagem. Reflete a quantidade de água que pode ser transmitida horizontalmente por unidade de largura de uma camada de um aquífero, sob um gradiente hidráulico unitário, como está esquematizado na Figura 3.4 (Xanthakos et al. 1994). Quanto maior for este valor, maior será a quantidade de água que é possível retirar para fora do aquífero.

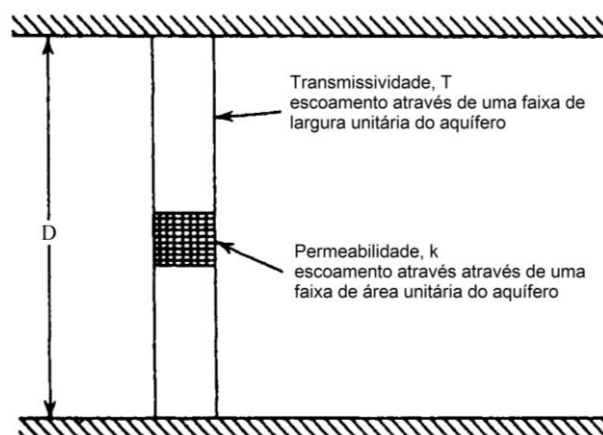


Figura 3.4 - Definição gráfica de transmissividade (Adaptado de Xanthakos et al. 1994)

A outra propriedade, o coeficiente de armazenamento, S , representa a quantidade de água que existe no aquífero e que pode ser retirada pela bombagem do poço, e é definida como o volume de água retirada por unidade de área do aquífero e por unidade de redução da altura piezométrica, sendo por isso uma grandeza adimensional. Consoante seja um aquífero confinado ou livre, o coeficiente de armazenamento será diferente, uma vez que a água será extraída de formas diferentes. Para aquíferos livres o coeficiente de armazenamento é denominado cedência específica, S_y , e irá indicar que quantidade de água é possível retirar do aquífero, por ação da gravidade. Em aquíferos constituídos por solos grosseiros será mais fácil captar a água do que naqueles constituídos por solos mais finos. Para aquíferos confinados, uma vez que se mantêm saturados à medida que o rebaixamento se dá, o coeficiente de armazenamento, será apenas um indicador da sua resposta ao rebaixamento, apresentando maiores valores para aquíferos mais compressíveis. Caso o rebaixamento seja tal que a superfície freática desça abaixo do topo do aquífero, aplicam-se as condições referidas para o aquífero livre (Cashman e Preene 2001).

3.3 Escoamento para poços

O escoamento para um poço caracteriza-se por convergir radialmente para este à medida que a secção transversal do aquífero por onde a água passa vai diminuindo, resultando também num aumento da velocidade de escoamento, proporcional à diminuição da distância ao poço. Num aquífero livre este efeito é agravado pois o rebaixamento irá reduzir ainda mais a espessura do aquífero perto do poço, reduzindo assim o caminho de escoamento da água. A bombagem irá dar origem a uma curva de rebaixamento, que em três dimensões assumirá a forma de um cone. O limite de extensão do cone de rebaixamento irá definir a zona de influência do poço. Este é um conceito usado para visualizar como é que um aquífero é afetado por um poço em processo de bombagem e pode ser observado na Figura 3.5. Quando a bombagem começa, o nível de água armazenada no aquífero em redor do poço diminui e o escoamento para o poço começará. Com o tempo o cone de rebaixamento começa a afastar-se, extraindo água de cada vez mais longe. A zona de influência irá alastrar-se com o tempo, a uma taxa

decrecente até que é atingido um equilíbrio, ou porque uma fronteira aquífera surgiu, ou porque a água que está a ser extraída do aquífero já é suficiente para alimentar a capacidade do poço.

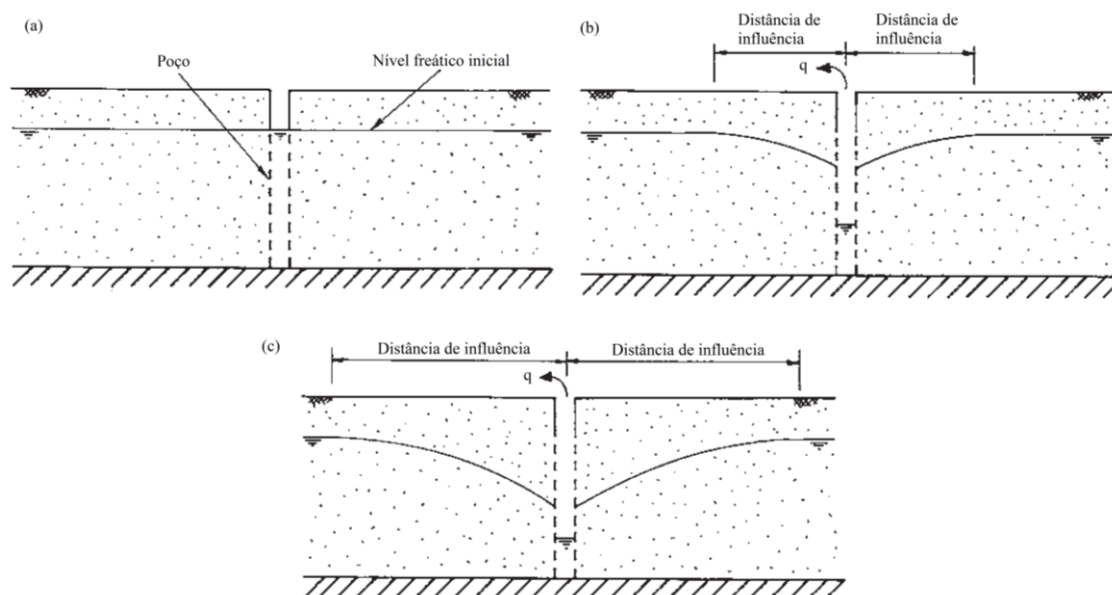


Figura 3.5 - Evolução da distância de influência com a bombagem. (a) antes da bombagem (b) imediatamente após a bombagem começar (c) após um longo período de bombagem (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Mesmo que o instante acima referido não seja verificado, é possível considerar que, após algum tempo de bombagem, a zona de influência irá expandir-se cada vez mais lentamente até atingir um estado estacionário. Esta simplificação irá permitir uniformizar todas as fontes de água como uma única fonte, circular, situada a uma distância de influência, R_0 , do poço (Cashman e Preene 2001). R_0 é a distância de influência para um escoamento radial. Em sistemas de rebaixamento longos e estreitos ou em que a distância de influência é pequena admite-se que o mesmo irá operar em condições de escoamento plano, e para este caso a distância de influência toma a designação L_0 . Ambos os conceitos estão esquematizados na Figura 3.6.

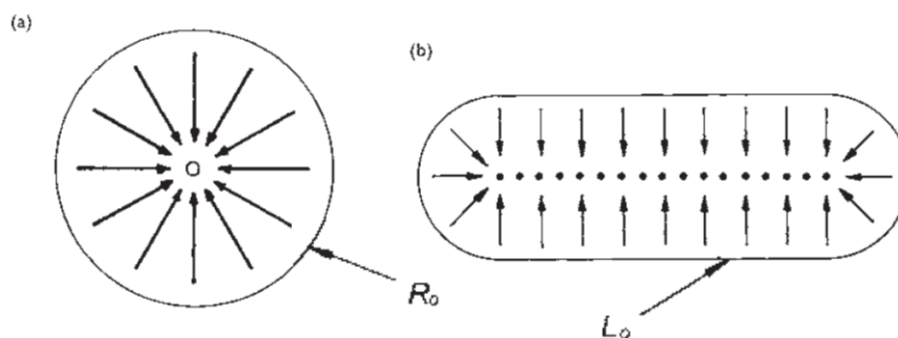


Figura 3.6 - Zonas de influência. (a) Escoamento radial (b) Escoamento plano (Cashman e Preene 2001)

É possível a obtenção de valores bastante precisos deste parâmetro a partir da análise apropriada dos resultados de ensaios de bombagem. Como alternativa, existem algumas fórmulas empíricas que permitem uma estimativa de R_0 ou L_0 , conhecidas as propriedades do aquífero e as características da bombagem, e a modelação numérica, que é outra via que também permite a sua determinação.

3.3.1 Perdas do poço

Este fenómeno resulta da diferença do nível freático entre o interior do poço e o aquífero imediatamente próximo deste. É uma diferença provocada pela perda de energia que se dá no escoamento da água para dentro do poço, levando a que o nível freático no seu interior seja menor que aquele verificado no exterior. Isto implicará que o rebaixamento calculado a partir de um poço em bombagem irá sobrestimar o verdadeiro rebaixamento que o aquífero irá sofrer (Cashman e Preene 2001). Portanto, as perdas num poço irão fazer com que o nível freático medido num poço em bombagem não represente exatamente o nível freático na sua vizinhança. O rebaixamento que se observa no poço em bombagem tem duas componentes, o rebaixamento no aquífero e a perda do poço, conforme a Figura 3.7.

O rebaixamento no aquífero representa a parcela de rebaixamento resultante do escoamento do aquífero para o poço e é proporcional ao caudal de descarga, Q . A perda do poço é o rebaixamento resultante da resistência ao escoamento do aquífero imediatamente próximo, através do revestimento e material filtrante do poço.

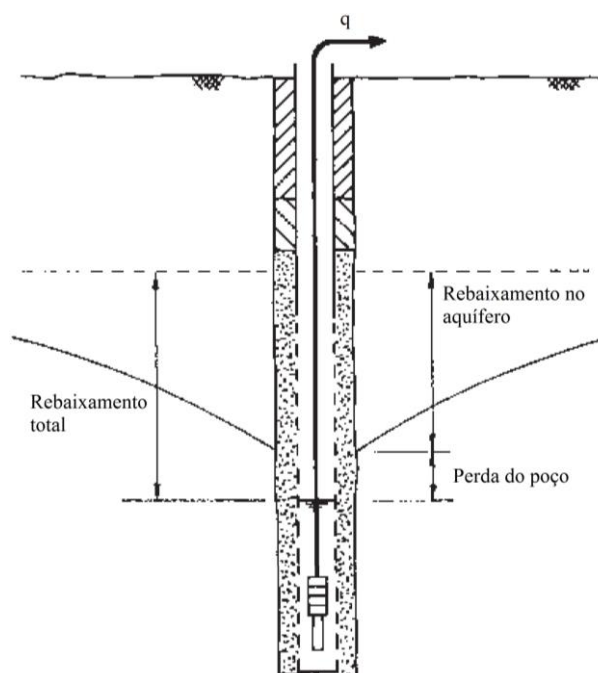


Figura 3.7 - Perda do poço (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Jacob (1946) sugere a Equação 3.2, que permite estimar o rebaixamento no poço.

$$s_w = BQ + CQ^2 \quad (3.2)$$

Onde BQ é a parcela correspondente ao rebaixamento no aquífero e CQ^2 é a parcela que representa a perda do poço. Os coeficientes B e C são coeficientes de calibração desta expressão que podem ser calculados com o auxílio dos resultados da fase de rebaixamento por etapas de um ensaio de bombagem. Assim, para caudais elevados o rebaixamento dentro do poço será grande, mas o rebaixamento do aquífero, que é a grandeza de maior interesse, será mais pequeno. As perdas do poço

irão prejudicar a capacidade do mesmo, mas podem ser minimizadas dimensionando o poço de forma a este ter um maior comprimento de revestimento submerso ou um gradiente hidráulico de entrada menor (Cashman e Preene 2001).

3.4 Dimensionamento de sistemas de rebaixamento

3.4.1 Reconhecimento geotécnico prévio

Antes da escolha da técnica e geometria do sistema de rebaixamento, é necessária a definição de um modelo conceptual das condições hidrogeológicas do local (Cashman e Preene 2001). Este modelo irá depender de diversos fatores, alguns relacionados com as condições do solo e outros que podem ser controlados. Aqueles relacionados com as condições do solo são:

- propriedades e tipo de aquífero;
- espessura e profundidade do aquífero;
- presença de aquíferos e aquíferos;
- distância de influência e fronteiras do aquífero;
- nível freático subterrâneo inicial e perfil de pressões intersticiais;
- presença de um estrato compressível.

Aqueles que podem ser controlados são:

- geometria da escavação;
- técnica de rebaixamento a utilizar;
- período de bombagem;
- profundidade de instalação do poço.

Se todos ou a grande maioria destes fatores forem determinados, é possível desenvolver um modelo conceptual do cenário geotécnico que é expectável encontrar no local. Relativamente à permeabilidade, esta é uma propriedade que devido à heterogeneidade e anisotropia de um solo é variável consoante a direção ou o local considerado, sendo também dependente do estado de tensão. A determinação de um único valor pode ser assim pouco representativa. Para dimensionamento de um sistema de rebaixamento a opção deve recair na escolha de uma gama de valores, refletindo as variações devidas à natureza do solo e às limitações dos ensaios utilizados. Estes ensaios podem ser divididos em três categorias: laboratoriais (permeâmetros e análises granulométricas), *in situ* em pequena escala (ensaios em furos de sondagem) e *in situ* em grande escala (ensaios de bombagem). Nos ensaios laboratoriais a estimativa da condutividade hidráulica é feita a partir de amostras recolhidas *in situ*, que por não serem representativas do real arranjo das partículas podem levar a imprecisões. Os ensaios de permeabilidade *in situ* são mais fiáveis: os ensaios em furo de sondagem realizados em solos são designados ensaios Lefranc e são os que interessam para esta dissertação, para as rochas são realizados os ensaios Lugeon. Os ensaios Lefranc são executados durante as pausas do processo de perfuração, evitando assim as complicações em conseguir amostras representativas do

terreno, e consistem em introduzir ou bombear água na zona onde se pretende determinar a permeabilidade; um ensaio de bombagem bem planeado, executado e analisado é o método mais fidedigno para determinar a permeabilidade de um solo. Este ensaio passa pela instalação de um poço que será bombeado durante um determinado tempo, permitindo prever o caudal escoado e a geometria do cone de rebaixamento que este irá provocar, através da instalação de poços de observação, conforme é ilustrado na Figura 3.8 (Xanthakos et al. 1994). Este ensaio é composto por 5 fases:

- monitorização da pré-bombagem;
- ensaio do equipamento;
- rebaixamento por etapas;
- bombagem a taxa constante;
- fase de recuperação.

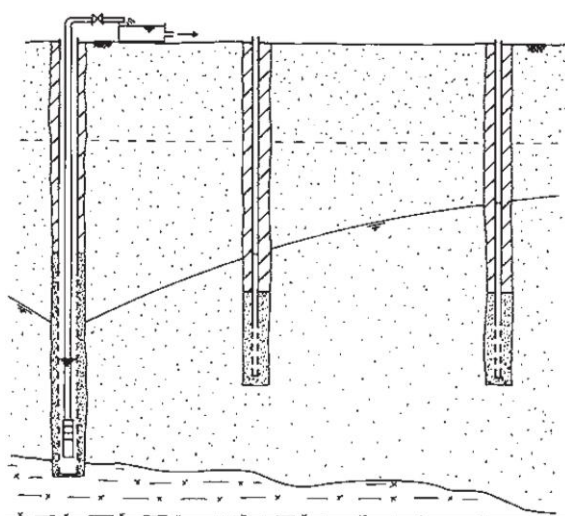


Figura 3.8 - Ensaio de bombagem com dois poços de observação (Cashman e Preene 2001)

Deste ensaio é possível retirar várias informações úteis para o dimensionamento de um sistema de rebaixamento. Os dados da fase de rebaixamento por etapas permitem analisar o desempenho do poço, além de determinar a sua eficiência e as suas perdas. Os dados obtidos a partir da bombagem a taxa constante podem ser usados para estimar a permeabilidade, utilizando análises gráficas hidrogeológicas. Da análise do cone de rebaixamento obtido é possível conhecer a eficiência do poço e ainda, observando a forma como a geometria do cone varia com a distância ao poço, reproduzir um gráfico distância-rebaixamento que será útil para conhecer as necessidades do futuro poço. A comparação dos valores obtidos nos ensaios com aqueles retirados de correlações, ou de ensaios realizados anteriormente nas proximidades do local, é uma boa forma de conseguir uma gama de valores adequada, sendo por vezes necessário excluir a informação que revele demasiadas disparidades, para fazer uma avaliação correta (Cashman e Preene 2001).

O regulamento da Câmara Municipal de Lisboa, já referido anteriormente e relativo ao projeto de escavação e contenção periférica, indica que no projeto da obra deve existir informação relativa aos

níveis de água, à profundidade, permeabilidade e caudais do maciço geológico, além de elementos de dimensionamento do sistema de rebaixamento.

3.4.2 Escolha da técnica e definição da geometria

A escolha de uma técnica de rebaixamento adequada deve ser feita com o auxílio da informação contida no modelo conceptual. Quando for possível a opção por mais do que uma técnica, o custo, a disponibilidade de equipamento e a experiência irão definir a escolha final. O rebaixamento pretendido raramente se consegue alcançar recorrendo a um único poço, pelo que normalmente um sistema de rebaixamento é composto por diversos poços a atuar em conjunto, provocando o efeito ilustrado na Figura 3.9, que podem ser dispostos em anéis ou retângulos em redor da escavação, ou em linhas, ao longo da escavação. A forma destas geometrias visa a instalação dos poços adjacentes à área de escavação, evitando assim que a instalação de todas as suas componentes seja perturbada pelas atividades de escavação.

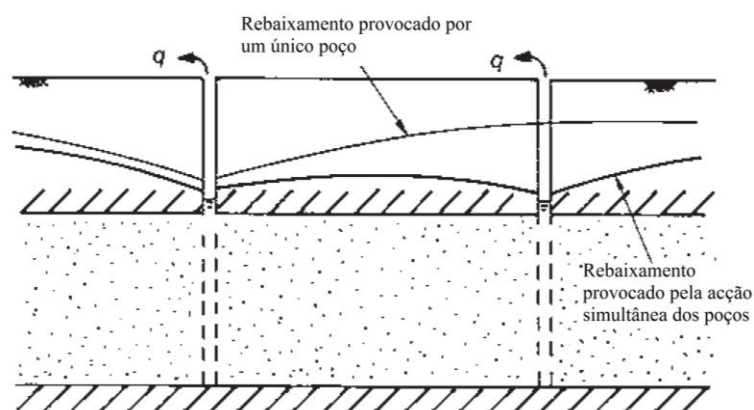


Figura 3.9 - Sobreposição de poços (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Teoricamente é possível considerar a influência de cada poço individualmente e depois avaliar a sua interação, no entanto é possível optar por uma abordagem mais simplificada, proposta por Forcheimer (1886) e validada por Weber (1928), que passa por considerar que os poços atuarão como um único poço equivalente. Assim, para um escoamento radial para um poço equivalente é necessário estimar o raio equivalente do sistema, r_e . De acordo com o ilustrado na Figura 3.10, para um conjunto circular o raio equivalente é igual ao raio do anel, mas para um conjunto retangular com dimensões a e b o raio equivalente é estimado assumindo um anel circular de igual perímetro (Equação 3.3) ou igual área (Equação 3.4).

$$r_e = (a + b)/\pi \quad (3.3)$$

$$r_e = \sqrt{ab/\pi} \quad (3.4)$$

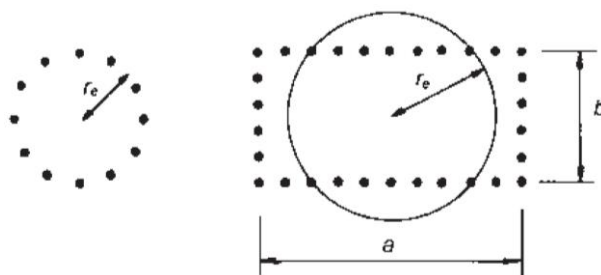


Figura 3.10 - Raios equivalentes a conjuntos de poços. (Cashman e Preene 2001)

Para sistemas dispostos segundo uma geometria tal que uma das dimensões seja comparativamente muito maior que a outra, Chapman (1959) propôs que a simplificação da sua ação corresponda a uma vala equivalente de comprimento igual à extensão do sistema, como se pode observar na Figura 3.11.

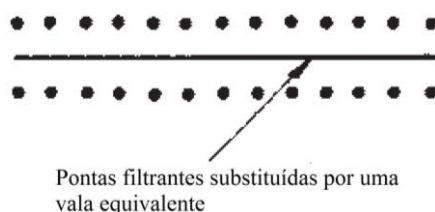


Figura 3.11 - Vala equivalente. (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Em aquíferos homogêneos o poço deve penetrar uma profundidade que seja suficiente para garantir que o rebaixamento pretendido é atingido e se mantém estável, usualmente essa profundidade corresponde a uma vez e meia ou duas vezes a altura da escavação. Assim, se se tratar de um aquífero cuja extensão se prolongue até grandes profundidades não é necessário que os poços penetrem até à sua base, podendo em alternativa ser prolongados apenas até a uma profundidade que reflita as necessidades da escavação, passando assim a ter a designação de parcialmente penetrantes. No entanto, se o aquífero não se prolongar até grandes profundidades e se a este for subjacente um aquícluso ou um aquitardo, os poços devem ser totalmente penetrantes até à base do aquífero, como está esquematizado na Figura 3.12.

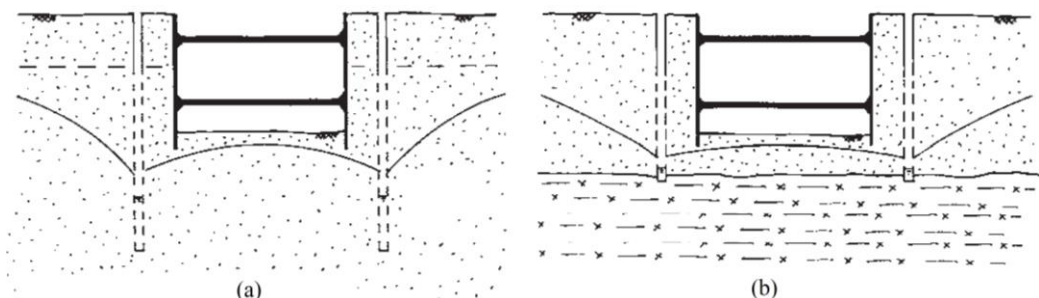


Figura 3.12 - Profundidade de penetração. (a) aquífero extenso (b) aquífero limitado (Cashman e Preene 2001)

Em aquíferos heterogêneos, constituídos por camadas de permeabilidades diferentes, a profundidade de penetração e a extensão do revestimento estarão dependentes da estratificação do aquífero uma vez que a situação a privilegiar será a bombagem de água diretamente a partir da camada de maior permeabilidade, garantindo o máximo rendimento do poço com a colocação do revestimento perfurado na camada com maior transmissividade. Se a camada mais permeável estiver abaixo de camadas com

permeabilidade mais reduzida a forma mais eficiente de garantir a bombagem da água passa por bombear diretamente da camada mais permeável, provocando a drenagem vertical da água a partir da camada menos permeável para a camada mais permeável, que está sob ação do poço. Verificando-se o caso contrário, em que uma camada mais permeável se sobrepõe a uma camada menos permeável e em que existe a necessidade de escavar até à camada menos permeável, o sistema deve ser um pouco mais complexo. Um sistema em que a água é bombada diretamente da camada menos permeável não atingirá o rebaixamento pretendido, uma vez que a camada sobreposta irá drenar água para a camada inferior a uma taxa superior à do poço, sendo prudente a instalação de um segundo poço que bombeie a partir da camada superior. Quanto ao diâmetro do poço, na prática o que dita a sua escolha são razões económicas ou a necessidade de espaço para a instalação de bombas submersíveis, recorrendo-se às dimensões comerciais.

3.4.3 Estimativa do caudal de descarga em estado estacionário

O caudal de descarga é uma das variáveis mais importantes a estimar no dimensionamento de um sistema de rebaixamento (Cashman e Preene 2001). São três os métodos utilizados para este efeito, variando entre si as respetivas condições de aplicação: uma abordagem simplificada que utiliza modelos esquemáticos e fórmulas empíricas, e que pode ser utilizada quando é possível transformar o sistema num sistema equivalente; uma análise de rebaixamento acumulado através de uma abordagem teórica, que deve ser utilizada quando não é possível tratar o sistema como equivalente, ou uma abordagem gráfica que é preferível quando existem dados provenientes de ensaios de bombagem. A abordagem simplificada consiste num conjunto de fórmulas utilizadas para estimar o caudal de descarga de um sistema instalado num determinado cenário geotécnico que é representado num modelo esquemático. Estas fórmulas são baseadas no trabalho de Dupuit (1863), onde o autor assume as seguintes simplificações:

- o aquífero prolonga-se horizontalmente sem alterar a sua espessura e sem nunca se cruzar com uma fronteira de recarga ou com uma fronteira barreira dentro da sua distância de influência;
- a lei de Darcy é válida;
- o aquífero é isotrópico e homogéneo;
- a água é libertada do armazenamento assim que o poço entra em funcionamento;
- o poço é totalmente penetrante no aquífero e o efeito da fricção na sua instalação não é quantificado;
- o raio do poço é infinitamente mais pequeno comparativamente à distância de influência.

Na realidade, a maioria destas simplificações não se verifica completamente, mas a experiência da sua utilização vem provar que estas expressões podem ser usadas para estimar o caudal de descarga (Cashman e Preene 2001). As fórmulas são apresentadas na Tabela 3.2 e na Tabela 3.3, juntamente com um modelo esquemático representativo das condições hidrogeológicas para as quais a respetiva fórmula se torna aplicável. No modelo conceptual definido inicialmente todas estas características

devem estar claramente determinadas para permitir a escolha da fórmula adequada, mas além das características retiradas do modelo é ainda necessário definir alguns parâmetros, incluindo:

- o raio equivalente do sistema, r_e , que é possível determinar a partir das Equações 3.2 e 3.3;
- a distância de influência deve ser determinada através dos resultados provenientes de ensaios de bombagem. Na ausência destes resultados existem fórmulas empíricas, como a fórmula de Sichardt (1928), baseada em trabalho anterior de Weber (1928):

$$R_0 = 3000(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.5)$$

onde $(H - h_w)$ é o rebaixamento, em metros. Esta fórmula necessita de uma modificação, proposta por Dupuit (1863), para ser válida para um sistema equivalente:

$$R_0 = r_e + 3000(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.6)$$

- a distância de influência para os casos de escoamento plano, L_0 , pode também ser estimada a partir da fórmula de Schitard, com um fator de calibração diferente:

$$L_0 = 1750(H - h_w)\sqrt{k} \quad (3.7)$$

- o nível de água rebaixado, h_w , dentro do poço ou vala equivalente, que representa o nível freático na área de escavação.

Para estimar o caudal de descarga em poços parcialmente penetrantes é ainda necessário quantificar o efeito da penetração parcial através da aplicação de um fator corretivo à estimativa do caudal de descarga de um poço totalmente penetrante. Este fator, designado B ou λ consoante o tipo de regime de escoamento, é obtido pelos ábacos da Figura 3.13.

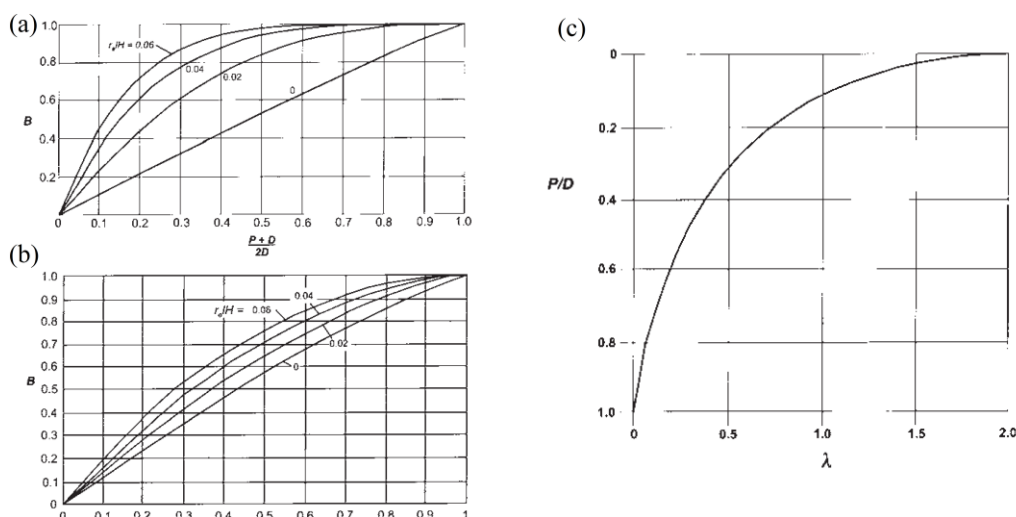


Figura 3.13 - Fator de penetração parcial em regimes de escoamento radial: (a) aquífero confinado (b) aquífero livre; e em regime de escoamento plano: (c) (Cashman e Preene 2001)

Tabela 3.2 - Fórmulas para a estimativa do caudal de descarga em escoamento radial. (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

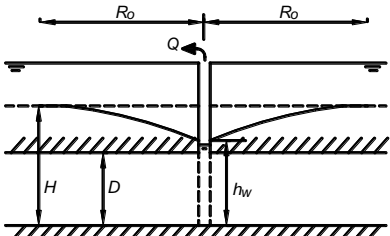
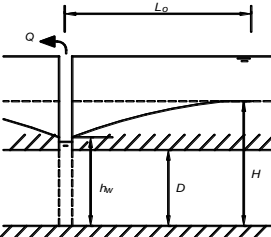
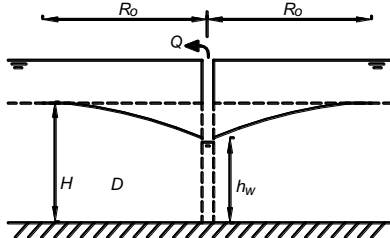
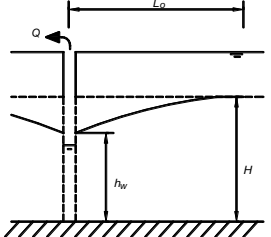
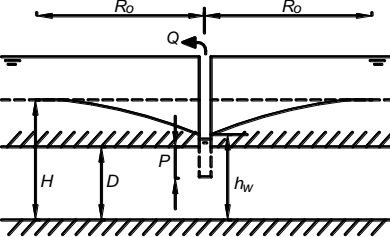
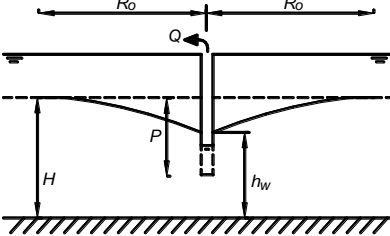
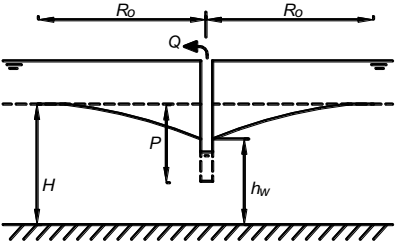
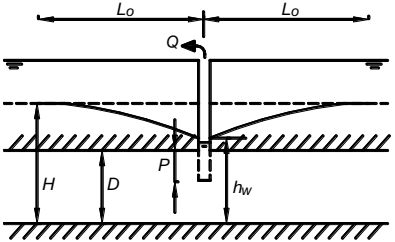
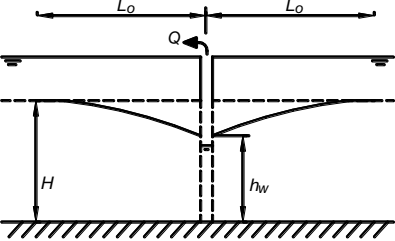
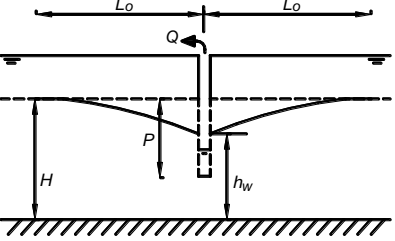
Caso	Modelo esquemático	Q
Escoamento radial, poço totalmente penetrante, aquífero confinado, distância de influência R_0 (Equação de Theis)		$Q = \frac{2\pi kD(H - h_w)}{\ln(R_0/r_e)} \quad (3.8)$
Escoamento radial, poço totalmente penetrante, aquífero confinado, distância de influência L_0 (Método das imagens)		$Q = \frac{2\pi kD(H - h_w)}{\ln(2L_0/r_e)} \quad (3.9)$
Escoamento radial, poço totalmente penetrante, aquífero livre, distância de influência R_0 (Equação de Dupuit-Forcheimer)		$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln(R_0/r_e)} \quad (3.10)$
Escoamento radial, poço totalmente penetrante, aquífero livre, distância de influência L_0 (Método das imagens)		$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln(2L_0/r_e)} \quad (3.11)$
Escoamento radial, poço parcialmente penetrante, aquífero confinado		$Q_{pp} = BQ_{fp} \quad (3.12)$
Escoamento radial, poço parcialmente penetrante, aquífero livre		$Q_{pp} = BQ_{fp} \quad (3.13)$

Tabela 3.3 - Fórmulas para a estimativa do caudal de descarga em escoamento plano. (Adaptado de Cashman e Preene 2001)

Caso	Modelo Esquemático	Q
Escoamento plano, vala totalmente penetrante, aquífero confinado, escoamento a partir de ambos os lados da vala		$Q = \frac{2kDx(H - h_w)}{L_0} \quad (3.14)$
Escoamento plano, vala parcialmente penetrante, aquífero confinado, escoamento a partir de ambos os lados da vala		$Q = \frac{2kDx(H - h_w)}{(L_0 + \lambda D)} \quad (3.15)$
Escoamento plano, vala totalmente penetrante, aquífero livre, escoamento a partir de ambos os lados da vala		$Q = \frac{kx(H^2 - h_w^2)}{L_0} \quad (3.16)$
Escoamento plano, vala parcialmente penetrante, aquífero livre, escoamento a partir de ambos os lados da vala		$Q = \frac{\left[0,73 + 0,23\left(\frac{P}{H}\right)\right] kx(H^2 - h_w^2)}{L_0} \quad (3.17)$

Estas fórmulas só são aplicáveis para sistemas equivalentes, para um sistema de rebaixamento em que os poços estejam mais afastados e tal simplificação não seja possível, a opção mais adequada passa pela aplicação do método do rebaixamento acumulado. Este método considera que o rebaixamento num determinado ponto no aquífero, consequência da ação simultânea de um conjunto de poços, é obtido a partir da soma do rebaixamento que cada poço consegue individualmente. Esta relação traduz-se matematicamente pela Equação 3.18, que conheceu um desenvolvimento devido a Theis (1935), Cooper e Jacob (1946), através do qual, para um aquífero confinado, isotrópico e homogêneo, o rebaixamento acumulado, $(H - h)$, de n poços totalmente penetrantes, a uma distância r_i do local onde se pretende estimar o rebaixamento, bombeados a um caudal constante, q_i , após um tempo t de bombagem toma a forma da Equação 3.19.

$$(H - h) = \sum_{i=1}^n (H - h)_i \quad (3.18)$$

$$(H - h) = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{4\pi k D} \left[-0,5772 - \ln \left(\frac{r_i^2 S}{4kDt} \right) \right] \quad (3.19)$$

A partir destas equações é possível estimar o número, espaçamento e capacidade dos poços necessários, definido o rebaixamento pretendido, permitindo assim a estimativa do caudal de descarga. Estando disponíveis resultados provenientes de ensaios de bombagem o mesmo método pode ser utilizado através de uma abordagem gráfica, mais expedita e sem depender das propriedades do aquífero. Esta abordagem, baseada no método de Cooper-Jacob para a análise de ensaios de bombagem, consiste na análise gráfica da Equação 3.20 para obter o rebaixamento no ponto pretendido.

$$(H - h) = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{2\pi k D} \ln \left(\frac{R_0}{r_i} \right) \quad (3.20)$$

O tempo de bombagem necessário para atingir o rebaixamento pretendido só se revela uma questão problemática em solos de reduzida permeabilidade, onde o gráfico distância-rebaixamento obtido a partir dos ensaios de bombagem é um auxílio importante. Em solos mais permeáveis é expectável que um sistema de rebaixamento corretamente dimensionado alcance o rebaixamento pretendido num período entre 1 e 10 dias.

3.4.4 Definição do espaçamento e capacidade dos poços

Cada poço deve ter a capacidade para bombear água suficiente de forma a que todo o sistema alcance o caudal de descarga estacionário estimado e consequentemente o rebaixamento pretendido. A capacidade de um poço pode ser estimada a partir da lei de Darcy, conforme está na Equação 3.21.

$$q_i = 2\pi r_b l_w k i \quad (3.21)$$

Onde r_b representa o raio do furo, l_w é o comprimento do poço cujo revestimento perfurado está submerso e i é o gradiente hidráulico à entrada do poço. Sichardt (1928) determinou, a partir da análise de registos de diversos projetos de rebaixamento, que a capacidade máxima de um poço é limitada por um gradiente hidráulico que se gera à entrada do poço, estimado através da seguinte expressão:

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \quad (3.22)$$

O número de poços a instalar na obra pode ser obtido através do quociente entre o caudal total de descarga e o rendimento esperado de um poço, no entanto, este valor deve ser meramente indicativo e deve ser aumentado para prevenir falhas no dimensionamento e inoperabilidade por manutenção ou

falha mecânica (Cashman e Preene 2001). A definição do número de poços irá permitir, conhecido o perímetro da obra, definir também o espaçamento entre poços. O espaçamento entre poços será uma variável importante a ter em conta no desempenho de um sistema de rebaixamento, influenciando o tempo que o mesmo irá demorar até atingir o rebaixamento para o qual foi dimensionado. Assim, a maioria dos poços são instalados com espaçamentos inferiores aos estimados teoricamente. A exceção verifica-se no dimensionamento do espaçamento das pontas filtrantes, em que o espaçamento é definido a partir de uma gama restrita de valores.

3.5 Validação numérica do dimensionamento. Medidas de monitorização

A metodologia apresentada para o dimensionamento baseia-se em abordagens empíricas, assumindo diversas simplificações. A modelação numérica permite validar as abordagens empíricas, além disso oferece a possibilidade de reproduzir diversas heterogeneidades do terreno e processos e detalhes construtivos complexos, permitindo simular a sequência construtiva, e mais corretamente todo o processo de rebaixamento. Além disso, permite incorporar modelos constitutivos mais sofisticados para o solo e análises acopladas hidromecânicas.

A determinação da reposta do terreno às operações de rebaixamento, e a comparação com as soluções empíricas e os resultados da modelação numérica passa pela observação do comportamento em obra, que pode ser feita pela instalação e monitorização de poços de observação. É um processo que consiste na instalação de um tubo vertical que irá permitir medir variações do nível freático e das pressões intersticiais. Numa instalação mais simples o tubo é perfurado na zona onde se pretende avaliar o nível freático, mas para o caso de regimes de escoamento mais complexos é instalado um piezómetro dentro do tubo, como se apresenta na Figura 3.14. É um sistema que permite estudar as alterações ao longo da obra, uma vez que pode ser usado durante a sua evolução (Cashman e Preene 2001).

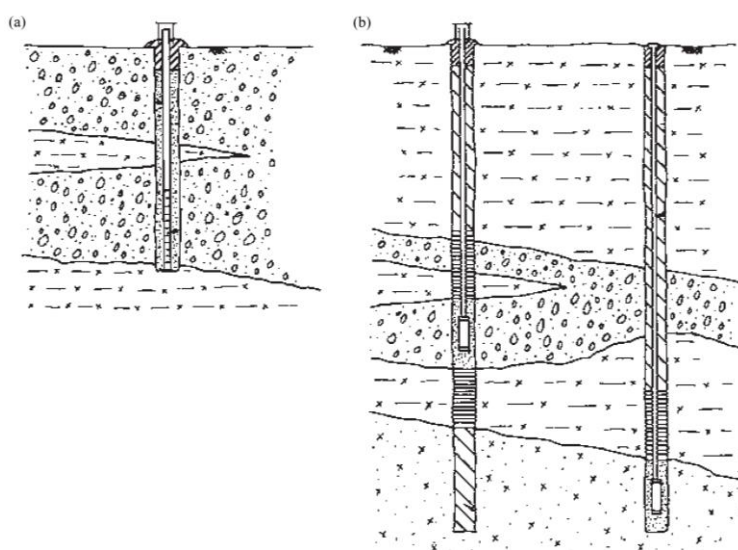


Figura 3.14 - Poço de observação. (a) instalação simples (b) instalação com piezómetro (Cashman e Preene 2001)

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE REBAIXAMENTOS

4.1 Introdução

No âmbito da análise do comportamento de terrenos submetidos a um rebaixamento do nível freático, são apresentados neste capítulo dois estudos de modelação numérica recorrendo ao *software* de cálculo numérico por diferenças finitas FLAC, da sociedade Itasca (2005). O primeiro estudo é um caso simples, onde é modelada a ação de um poço executado num aquífero confinado, submetido a um estado de tensão isotrópico e em condições de axissimetria. Para este caso existe solução analítica, que permite obter, ao longo do tempo e distância ao eixo do poço, o estado de tensão e deformação no esqueleto sólido e as pressões intersticiais. Os resultados da modelação são comparados com a solução analítica, sendo feita em seguida uma análise paramétrica para avaliar a influência do módulo de deformabilidade do meio e do módulo de compressibilidade da água.

O segundo estudo pretende ser abrangente no tipo de cenário geotécnico reproduzido, envolvendo uma escavação num meio arenoso com recurso a contenção periférica, rebaixamento do nível freático e suporte lateral através de escoras. Será utilizada uma simplificação para simular o rebaixamento, que posteriormente será testada modelando a ação de um poço para garantir o mesmo rebaixamento e comparando os resultados. Será ainda feita uma análise paramétrica procurando estudar a influência de parâmetros relacionados com o comportamento do sistema de rebaixamento, designadamente o caudal de descarga e a permeabilidade do meio.

4.2 Fluxo transitório para um poço num aquífero confinado

4.2.1 Definição do problema

Este exemplo consiste na modelação da resposta de um aquífero à instalação de um poço de bombagem com um determinado caudal de descarga. O aquífero é confinado, com pouca profundidade, e de grande extensão horizontal, sendo caracterizado por uma pressão intersticial inicial, p_0 , e por um estado de tensão isotrópico inicial, de valor σ_0 . O poço é instalado de forma a atuar em toda a espessura do aquífero, extraindo água a um caudal Q e a partir do instante $t = t_0$. O meio poroso é considerado elástico, homogéneo e isotrópico, e admite-se que o escoamento obedece à lei de Darcy. A estabilização do escoamento num regime transitório irá estar relacionada com a compressibilidade da água e com as características do terreno. Considera-se que a variação das pressões intersticiais, na espessura do aquífero é pouco significativa quando comparada com o seu valor inicial, o mesmo acontecendo com as tensões efetivas. Admite-se além disso, que o aquífero se prolonga numa grande extensão lateral, em torno do poço. Estes dois fatores permitem a simplificação do problema para um estado axissimétrico. Por fim, os resultados da modelação serão comparados com os resultados da solução analítica conhecida para este caso, de forma a verificar a sua fiabilidade. As propriedades do terreno, definidas para este exemplo, são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades do terreno

Propriedade	Areia
Módulo de compressibilidade da água, K_w (GPa)	2
Módulo de deformabilidade, E (MPa)	200
Coefficiente de Poisson, ν	0,3
Porosidade, n	0,4
Permeabilidade, k (m/s)	$3e^{-4}$

Como dados de entrada no *software* devem ser fornecidos o módulo volumétrico e o módulo de distorção, que são definidos a partir das seguintes expressões:

- módulo volumétrico, $K = \frac{E}{[3(1-2\nu)]}$: 166,68 MPa
- módulo de distorção, $G = \frac{E}{[2(1+\nu)]}$: 76,92 MPa

A pressão intersticial inicial é de 220 kPa e a tensão inicial é de 150 kPa. Relativamente ao poço, o mesmo irá operar a um caudal de $2,2 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, valor por unidade de espessura do aquífero, e terá um raio, r_w , de 1 metro.

4.2.2 Solução analítica

Para a solução analítica é considerado um sistema de coordenadas cilíndricas, com o eixo y alinhado com o eixo do poço, conforme mostra a Figura 4.1. Para a obtenção da solução analítica substitui-se a lei de transporte de fluidos de Darcy na relação de equilíbrio entre massa e fluido (Itasca 2005).

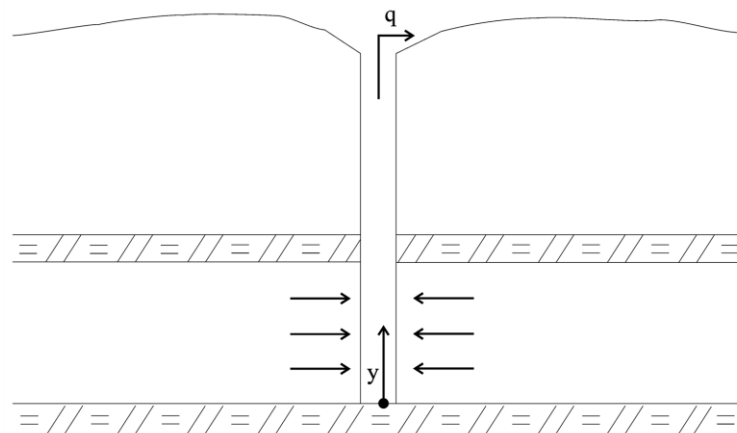


Figura 4.1 – Representação esquemática das condições reproduzidas. (Itasca 2005)

Considerando que a deformação radial, ε_{rr} , e a deformação tangencial, $\varepsilon_{\theta\theta}$, são nulas e que os grãos de solo são incompressíveis, tem-se:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{K_w}{n} \left(k \nabla^2 p - \frac{\partial \varepsilon_{yy}}{\partial t} \right) \quad (4.1)$$

onde ε_{yy} é a deformação vertical e ∇p é o gradiente das pressões intersticiais. A solução desta equação, com as seguintes condições de fronteira:

$$\lim_{r \rightarrow \infty} p = p_0 \quad (4.2)$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} 2\pi r \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{q}{k} \quad (4.3)$$

foi devida a Theis (1935) e pode ser expressa em função de grandezas úteis para a análise do problema:

$$\hat{p} = -\frac{1}{4\pi} E_1(u) + \hat{p}_0 \quad (4.4)$$

onde \hat{p} representa uma pressão intersticial normalizada, $\hat{p} = pk/q$ (4.5), u é uma variável adimensional e $E_1(u)$ representa um integral exponencial.

$$u = \frac{r^2}{4c^*(t - t_0)} \quad (4.6)$$

$$E_1(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-\xi}}{\xi} d\xi \quad (4.7)$$

em que c^* é o coeficiente de difusão da água. Em termos de deslocamento vertical:

$$\hat{u}_y = -\frac{\hat{y}}{4\pi} E_1(u) \quad (4.8)$$

onde \hat{u}_y é um deslocamento normalizado, $\hat{u}_y = u_y k \alpha_1 / (qH)$ (4.9), $\hat{y} = y/H$ (4.10) e $\alpha_1 = K + 4/3 G$ (4.11).

Finalmente, a solução pode ainda ser expressa em tensões radiais, tangenciais e verticais:

$$\hat{\sigma}_{rr} = \hat{\sigma}_{\theta\theta} = \frac{1}{2\pi} E_1(u) + \hat{\sigma}_0 \quad (4.12)$$

$$\hat{\sigma}_{yy} = \hat{\sigma}_0 \quad (4.13)$$

com $\hat{\sigma}$ a representar uma tensão normalizada de valor $\hat{\sigma} = \sigma k \alpha_1 / (qG)$ (4.14). Estas variáveis são normalizadas para que esta solução analítica possa ser aplicável a uma quantidade de dados o mais abrangente possível.

4.2.3 Análise numérica

A malha utilizada na análise numérica é apresentada na Figura 4.2. O eixo de simetria encontra-se no eixo do poço, no ponto $x = 0$, e o aquífero é modelado com uma espessura unitária. A fronteira mais distante encontra-se a 100 metros do eixo do poço, sendo para esse efeito definidas 50 zonas graduadas radialmente. Os deslocamentos são impedidos na direção radial e verticalmente, na base da

malha. No topo da malha é aplicada uma tensão vertical de valor σ_0 , para simular o carregamento real daquela fatia de solo. As tensões e pressões intersticiais são inicializadas de acordo com os valores que lhes são atribuídos na definição do problema. O caudal do poço é modelado com uma magnitude de $q/(2\pi r_w)$, aplicado no eixo do poço. O problema é resolvido através de uma análise acoplada hidromecânica, para um tempo de 32 segundos, com resultados intermédios aos 4, 8 e 16 segundos.

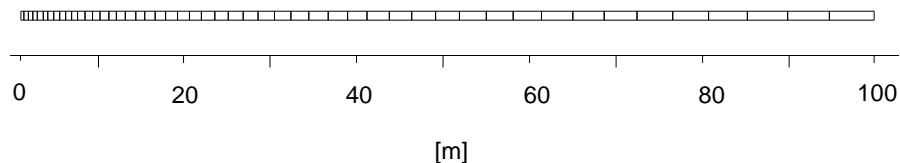


Figura 4.2 - Malha do problema.

4.2.4 Comparação com a solução analítica

Durante a modelação do problema foram registadas as variações de três grandezas relevantes para a análise comportamental do meio: a variação da pressão intersticial, a variação das tensões e o deslocamento vertical. Estes dados são analisados e comparados graficamente com a solução analítica existente para cada grandeza, verificando-se uma aproximação muito boa entre ambos que valida a precisão do *software* utilizado.

Na Figura 4.3 está representada a variação da pressão intersticial no aquífero, em função da distância ao eixo do poço, para quatro instantes. Para este efeito a variação da pressão intersticial assume o valor do quociente entre a pressão intersticial no instante considerado e a pressão intersticial inicial. É possível constatar que o aumento do tempo de funcionamento do poço irá traduzir-se numa maior dissipação da pressão intersticial. Este fenómeno, já abordado no ponto 3.3, deve-se ao aumento da zona de influência do poço, como resultado de um tempo de funcionamento maior, que irá resultar na extração de água a uma distância cada vez maior do seu eixo.

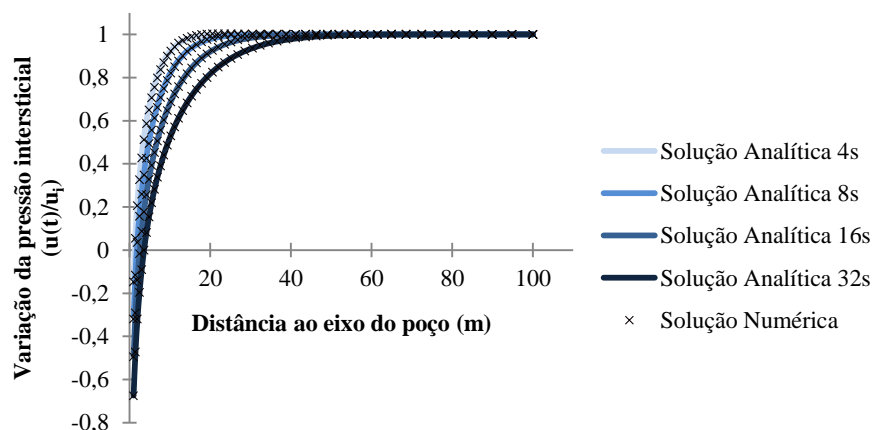


Figura 4.3 - Variação da pressão intersticial

Quanto à variação das tensões no topo aquífero, foram registados dados relativos à tensão radial e à tensão vertical normalizadas de acordo com as Equações 4.12, 4.13 e 4.14, somente para o tempo final de funcionamento. De notar que o *software* FLAC utiliza uma convenção de tensões diferente, atribuindo sinal negativo às tensões de compressão e sinal positivo às trações. O tratamento destes dados é apresentado na Figura 4.4. Da sua análise é possível observar que a tensão vertical normalizada se mantém praticamente constante face ao afastamento em relação ao eixo do poço, uma vez que depende do peso de terras, que não sofre qualquer alteração com o funcionamento do poço, ao passo que a tensão radial normalizada começa por ter um valor positivo (correspondente a trações), decrescendo o seu valor, com o aumento da distância ao eixo do poço, até se tornar estável e com um valor igual à tensão vertical. Resumindo, o funcionamento do poço altera o estado de tensão em seu redor e esta alteração reflete-se na tensão radial, com a extração de água a provocar trações nos primeiros metros até que o meio deixa de estar perturbado e a tensão radial volta a assumir o valor do estado isotrópico do meio não perturbado.

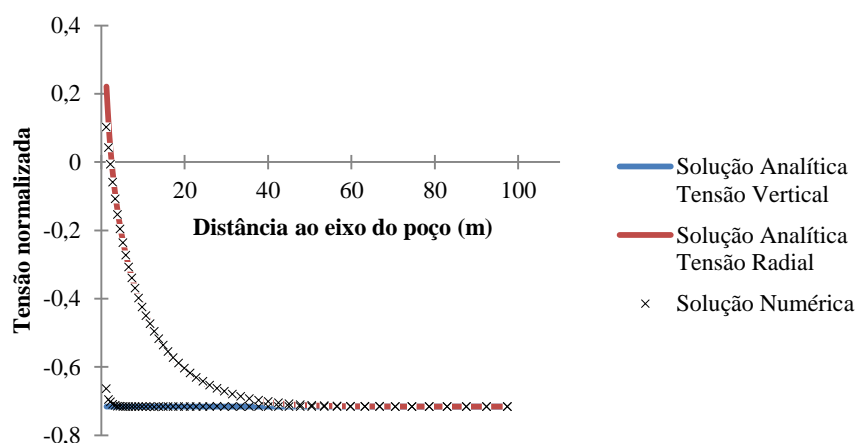


Figura 4.4 - Variação das tensões

A terceira e última grandeza que foi monitorizada foi o deslocamento vertical normalizado no aquífero (Equações 4.8 e 4.9). Os resultados obtidos após a modelação atingir os 32 segundos estão representados na Figura 4.5 e, conforme seria expectável, verificam-se maiores assentamentos perto do poço, bem como uma redução rápida do seu valor com o aumento do afastamento, de tal forma que a 20 metros de distância do poço o assentamento é já 8 vezes menor que o obtido no seu eixo, sendo praticamente nulo a cerca de 60 metros. Este comportamento é consequência da maior dissipação de pressões intersticiais junto do poço e consequente alteração do estado de tensão do solo.

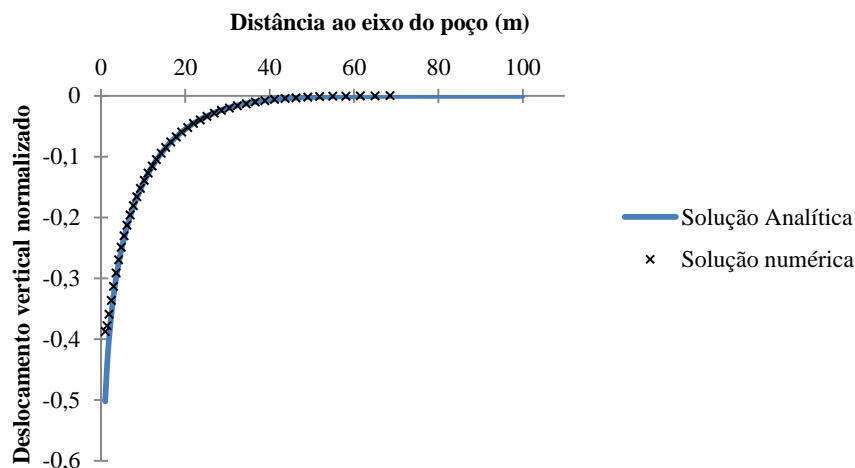


Figura 4.5 - Deslocamento vertical

4.2.5 Análise Paramétrica

Concluída esta fase de interpretação de resultados, optou-se pela realização de uma análise paramétrica que permitisse estudar a influência da rigidez do meio e do módulo de compressibilidade da água nos resultados obtidos. Inicialmente considerou-se também a hipótese de incluir a permeabilidade do solo como um parâmetro a estudar, mas uma vez que a sua influência nos resultados é bastante intuitiva optou-se por cingir a análise paramétrica apenas aos parâmetros já referidos. A gama de valores adotada é apresentada na Tabela 4.2. A influência destes valores é testada na variação das pressões intersticiais e nos deslocamentos verticais normalizados, pois a variação das tensões radiais e verticais não oferece resultados interessantes para interpretação.

Tabela 4.2 - Gama de valores da análise paramétrica

Parâmetro			
E (MPa)		Kw (MPa)	
E1	20	Kw1	20
E2	200	Kw2	200
E3	500	Kw3	2000

Na Figura 4.6 e na Figura 4.7 estão apresentados os resultados relativos à análise paramétrica do módulo de deformabilidade do meio, considerando um tempo de funcionamento do poço de 32 segundos. A partir da Figura 4.6 é possível constatar que um módulo de deformabilidade mais elevado implica maiores variações da pressão intersticial. Note-se que os valores da pressão intersticial na zona mais próxima do poço são negativos, estando-se a admitir, por simplificação, que podem ocorrer pressões negativas na água sem que ocorra cavitação. Verifica-se também que uma maior rigidez do meio implica uma zona perturbada muito mais extensa em termos de variações das pressões na água. Assim, enquanto que para $E=20$ MPa a cerca de 20 metros praticamente não há oscilações da pressão intersticial, para o caso de $E=500$ MPa, ou seja, do meio de maior rigidez, o poço terá que extrair água

a uma distância superior a 60 metros, para garantir o mesmo caudal. Pelo facto de a descida da pressão intersticial ser mais elevada descendo a valores negativos, a maior rigidez do meio, pode dar origem a pequenas fissuras, provocadas pelo efeito de tração que o poço exerce.

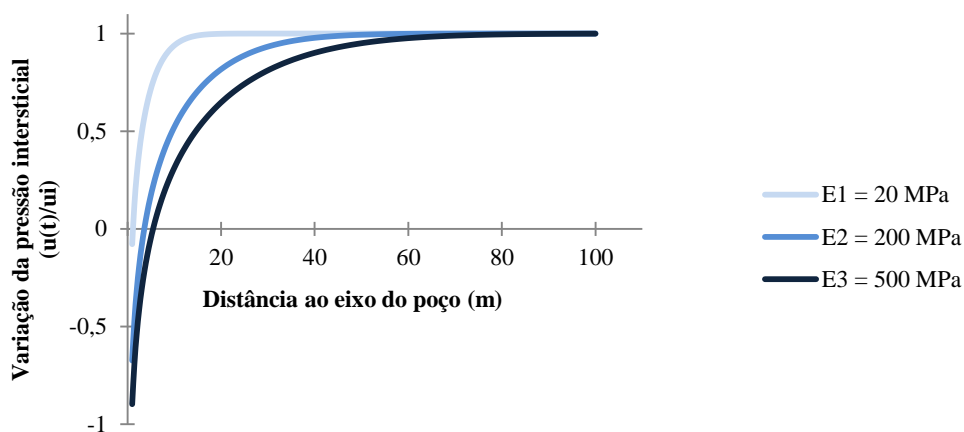


Figura 4.6 - Análise paramétrica do módulo de deformabilidade: variação da pressão intersticial

Na Figura 4.7 observa-se que no meio com maior módulo de deformabilidade se forma um perfil de assentamentos que se prolonga numa maior extensão, um comportamento que é possível explicar com o auxílio das curvas de dissipação da Figura 4.6. Note-se, porém, que os deslocamentos são normalizados e que em termos absolutos o meio mais deformável será, à partida, o que experimenta assentamentos mais elevados. A curva que apresenta variações maiores e em maior extensão corresponde também ao meio com maior módulo de deformabilidade, e neste meio a zona de influência do poço será maior, pelo que as alterações ao estado de tensão provocadas pelo rebaixamento irão ocorrer numa zona mais abrangente, para o mesmo caudal de descarga.

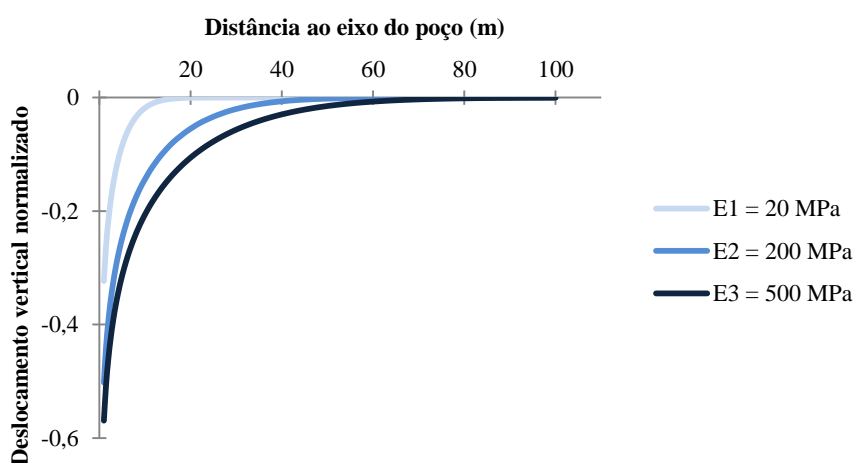


Figura 4.7 - Análise paramétrica do módulo de deformabilidade: deslocamento vertical

Por fim, na Figura 4.8 e na Figura 4.9 são apresentados os resultados da análise paramétrica para diferentes módulos de compressibilidade da água, com um tempo de funcionamento do poço de 32

segundos. Na análise foram considerados valores de K_w de 20, 200 2000 MPa. Como é sabido o módulo de rigidez volumétrico da água é 2000 MPa, sendo que os outros valores considerados pretendem ilustrar condições de saturação não completa refletidas em diferentes condições de rigidez. Assim, a forma das curvas de dissipação da Figura 4.8 pode ser compreendida a partir da compressibilidade de cada meio, tendo em conta que o caudal de descarga do poço é constante. Verifica-se que para manter um caudal constante o poço necessita de retirar uma certa quantidade de água e irá conseguir fazê-lo com uma significativamente menor distância de influência no meio K_{w1} , menos rígido, e a cerca de metade da distância dos outros dois meios, devido à sua maior compressibilidade. Nos meios K_{w2} e K_{w3} esta distância de influência aumenta. Para os dois módulos de compressibilidade mais elevados constata-se que as diferenças não são muito significativas.

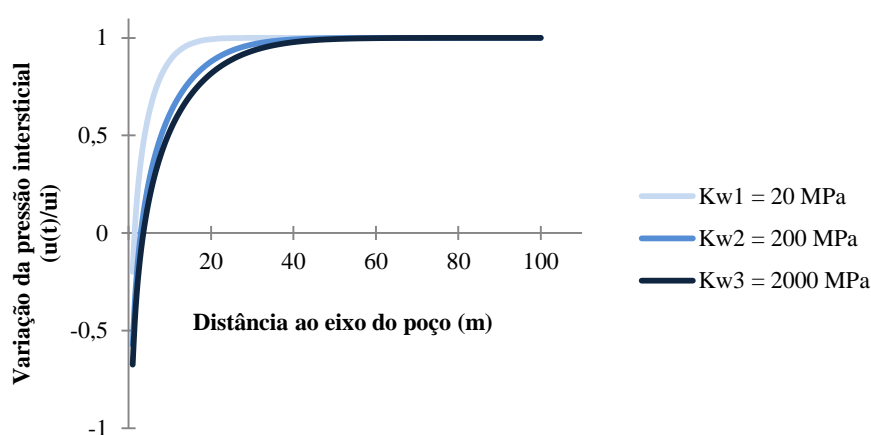


Figura 4.8 - Análise paramétrica do módulo de compressibilidade da água: variação da pressão intersticial

Relativamente à influência do módulo de compressibilidade da água nos deslocamentos verticais normalizados, os resultados apresentados na Figura 4.9 permitem que sejam retiradas conclusões semelhantes às da análise paramétrica anterior, ou seja, o perfil de assentamentos está relacionado com a curva de dissipação de cada meio. Desta forma, para o meio K_{w1} , onde a curva de dissipação tem um declive mais acentuado, a alteração ao estado de tensão será mais localizada, pelo que o perfil de assentamentos será menos extenso e mais concentrado numa zona próxima do eixo do poço. Para os outros dois meios, a curva de dissipação assume uma forma mais achatada, e como tal o respetivo perfil de assentamentos será menos gravoso, em termos de assentamentos diferenciais, e duas vezes mais extenso.

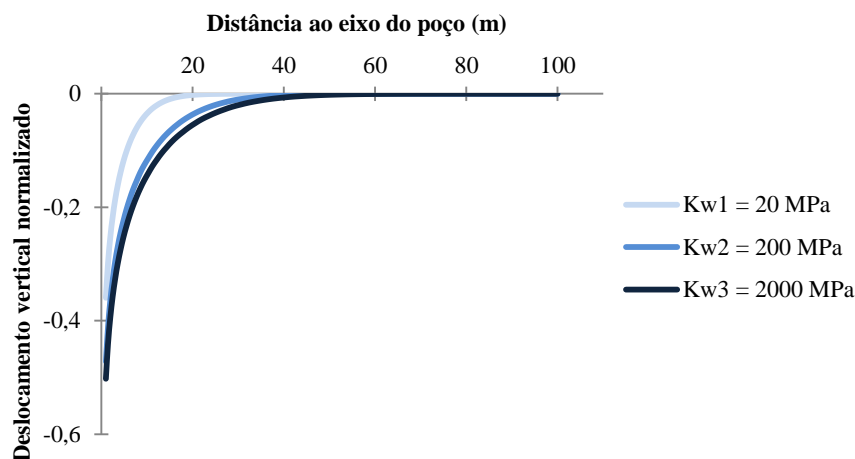


Figura 4.9 - Análise paramétrica do módulo de compressibilidade da água: deslocamento vertical

4.3 Escavação com contenção periférica e recurso a rebaixamento do nível freático

4.3.1 Definição do problema

Neste exemplo leva-se a cabo a modelação, em estado plano de deformação, de uma escavação em meio saturado arenoso, executada com recurso a uma contenção periférica tipo parede moldada que é suportada no topo por escoras horizontais. A base da parede moldada não atinge um estrato impermeável, pelo que é necessário rebaixar o nível freático a partir do exterior da zona da escavação. O objetivo deste exemplo é avaliar as deformações na vizinhança da escavação, bem como a resposta dos elementos estruturais nas diferentes fases construtivas e a importância dos aspetos de modelação. De notar que só foi modelada a escavação até aos 10 metros de profundidade, dado o cariz puramente académico deste problema, e que dessa forma não será expectável que nas análises efetuadas a segurança da escavação seja posta em causa, na grande maioria das situações modeladas.

A fase de rebaixamento será modelada de duas formas distintas: através de uma simplificação que procura simular o efeito do rebaixamento, que será denominada como caso original, e modelando e dimensionando um poço de bombagem que garante o mesmo rebaixamento, o caso alternativo. A análise numérica do caso original começa já com a contenção periférica instalada, sendo posteriormente simulado o efeito do rebaixamento pela anulação das pressões intersticiais e da saturação nas zonas alvo de rebaixamento. A análise numérica do caso alternativo segue uma sequência construtiva diferente, sendo primeiro rebaixado o nível freático e só depois instalada a parede, devido à dificuldade em garantir o rebaixamento no centro da escavação com a presença da parede. Para os dois casos são definidas três fases construtivas:

- rebaixamento do nível freático de 20 metros na zona da escavação;
- escavação até 2 metros de profundidade;
- instalação da escora horizontal no topo e escavação até 10 metros de profundidade.

A geometria do problema é a apresentada na Figura 4.10.

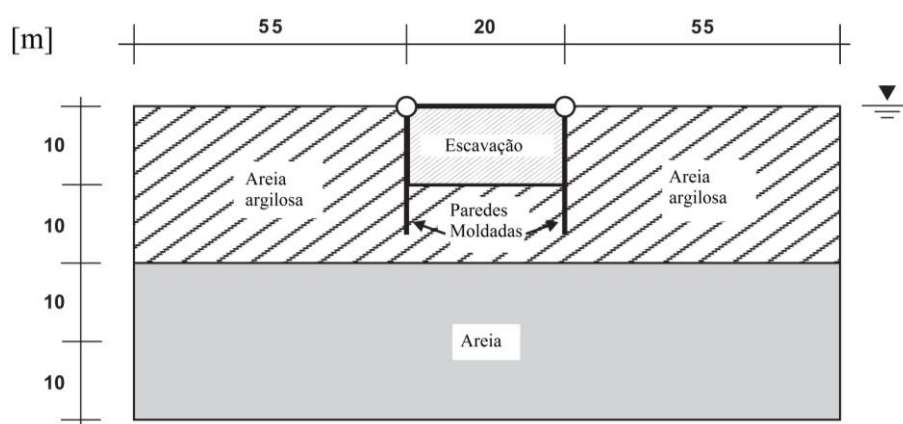


Figura 4.10 - Geometria do problema (Adaptado de Itasca 2005)

A escavação tem 20 metros de largura e uma profundidade final de 10 metros. As paredes moldadas prolongam-se até 15 metros de profundidade e são escoradas no topo, de 2 em 2 metros. O cenário geotécnico presente no local engloba uma camada de 20 metros de areia argilosa subjacente a uma camada de areia, totalmente saturadas. O meio será caracterizado pelo modelo de Mohr-Coulomb. As propriedades dos dois tipos de solo presentes são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades geotécnicas.

Propriedade	Areia	Areia argilosa
Densidade seca, ρ (kg/m ³)	1700	1600
Módulo de deformabilidade, E (MPa)	40	10
Coefficiente de Poisson, ν	0,3	0,35
Coesão, c (KPa)	1	50
Ângulo de resistência ao corte, φ (°)	32	25
Dilatância, ψ (°)	2	0
Permeabilidade, k (m/s)	10^{-4}	10^{-4}
Porosidade, n	0,3	0,3

Na Tabela 4.4 e na Tabela 4.5 estão as propriedades dos elementos estruturais que serão modelados.

Tabela 4.4 - Propriedades da parede.

Propriedade	Valor
Espessura equivalente, d' (m)	1,26
Densidade, ρ (kg/m ³)	2000
Módulo de deformabilidade, E (GPa)	5,712
Coefficiente de Poisson, ν	0,2
Momento de inércia, I (m ⁴)	0,167

De modo a reproduzir o efeito do estado plano de deformação na modelação, o módulo de elasticidade da parede a introduzir no programa deve ser dividido por $(1 - \nu^2)$. Assim, o seu valor será 5,95 GPa.

Tabela 4.5 - Propriedades da escora.

Propriedade	Valor
Área, A (m ²)	1
Espaçamento, b (m)	2
Densidade, ρ (kg/m ³)	3000
Módulo de deformabilidade, E (GPa)	4
Momento de inércia, I (m ⁴)	0,083

O espaçamento das escoras é outro parâmetro cujo efeito tridimensional é necessário ter em conta na modelação, devido ao estado plano de deformação reproduzido. No entanto, este efeito é automaticamente considerado pelo programa assim que o valor do espaçamento é introduzido.

4.3.2 Definição do estado inicial de tensão

A sequência de modelação para este problema é relativamente extensa pelo que os seus passos serão analisados individualmente. Primeiro deve ser definida a malha de forma a corresponder à geometria inicial do problema, conforme apresentando na Figura 4.11. A malha é uniforme na zona da escavação e à direita da parede tem uma graduação crescente. A parede, representada a vermelho, será reproduzida através de elementos-viga. Só foi considerada metade do problema devido à geometria simétrica do mesmo.

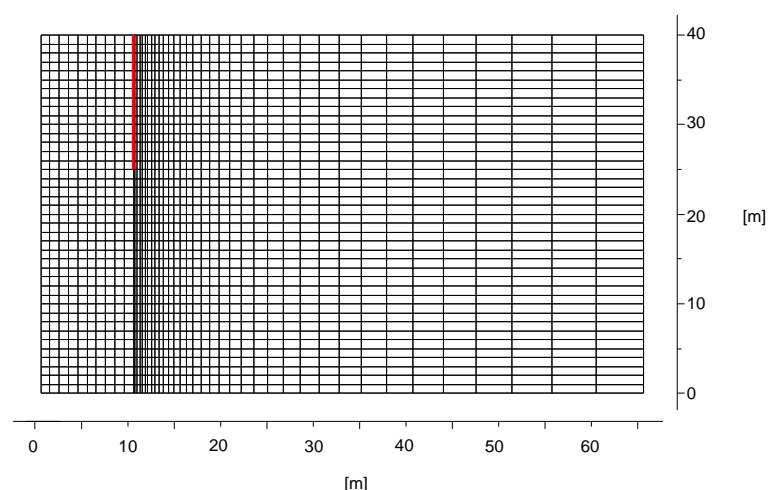


Figura 4.11 - Malha do problema

De seguida as propriedades geotécnicas foram inicializadas no modelo, de acordo com a informação da Tabela 4.3. Foi utilizado um módulo de compressibilidade da água 5 vezes inferior para acelerar o processo de convergência para um estado de equilíbrio. Embora esta alteração possa influenciar os resultados finais, esta opção teve por base o tempo de computação muito elevado que implicaria a

utilização do valor correto. O passo seguinte é a definição das condições de fronteira, não permitindo deslocamentos na base do modelo e restringindo os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais. A modelação poderá começar de duas formas: a partir de um estado não-saturado em que o nível freático sobe até à superfície, ou diretamente de um estado já totalmente saturado. Optou-se por começar num estado não-saturado, inicializando primeiro o estado de tensão devido ao peso próprio do terreno e considerando $K_0 = 0,5$, e atingindo o estado saturado através de três abordagens distintas: uma análise hidromecânica acoplada, uma análise com escoamento e resposta mecânica em separado ou uma função *FISH* pré-programada que calculará o estado inicial saturado de tensão automaticamente.

Análise acoplada

Na análise acoplada hidromecânica o cálculo de escoamento e o cálculo mecânico são efetuados alternadamente até que seja atingido um estado de equilíbrio. O nível freático está à superfície pelo que a lei de evolução das pressões hidrostáticas é bastante simples de obter, sabendo que a pressão intersticial à superfície é nula, tornando assim possível inicializar as pressões intersticiais. Para assegurar que estas condições se mantêm ao longo da análise numérica, a pressão intersticial deve ser fixa num valor nulo no topo do modelo e a saturação deve ser fixa num valor unitário no topo, garantindo assim que o topo do modelo é uma superfície livre e que o modelo se mantém completamente saturado ao longo da análise numérica. Nas fronteiras laterais do modelo deve ainda ser fixa a pressão intersticial de forma a manter o escoamento num regime estacionário. A análise numérica acoplada é iniciada, e quando é atingido o equilíbrio é necessário um ajustamento às tensões horizontais para estas estarem de acordo com a condição de $K_0 = 0,5$, estando depois completa a mudança para um estado de tensão saturado.

Análise com escoamento e resposta mecânica em separado

Neste tipo de análise, não acoplada, o cálculo mecânico e o cálculo de escoamento são executados em separado. O procedimento é em tudo semelhante ao da análise acoplada, excetuando o início, em que o cálculo numérico é feito considerando só o escoamento. As pressões intersticiais são inicializadas e a análise numérica com cálculo de escoamento é iniciada, atingido o equilíbrio, a análise numérica volta a ser iniciada mas desta vez para o cálculo mecânico. O equilíbrio atingido no final desta análise corresponde ao estado inicial de tensão saturado.

Função *FISH* pré-programada

É possível programar uma função *FISH* para calcular automaticamente o estado de tensão inicial para um modelo com nível freático. A análise numérica é definida só para a fase de escoamento e a função *FISH* é implementada, requerendo de imediato a introdução da altura do nível freático e do valor de K_0 para prosseguir. Introduzidos estes parâmetros a função é executada e a distribuição de pressões intersticiais e de tensões totais é obtida. Os perfis das tensões efetivas são idênticos para qualquer uma

das opções escolhidas, conforme se pode observar na Figura 4.12. Sendo a função *FISH* a opção mais eficiente e sendo o meio estratificado horizontalmente, o estado de tensão inicial saturado será atingido recorrendo à sua implementação.

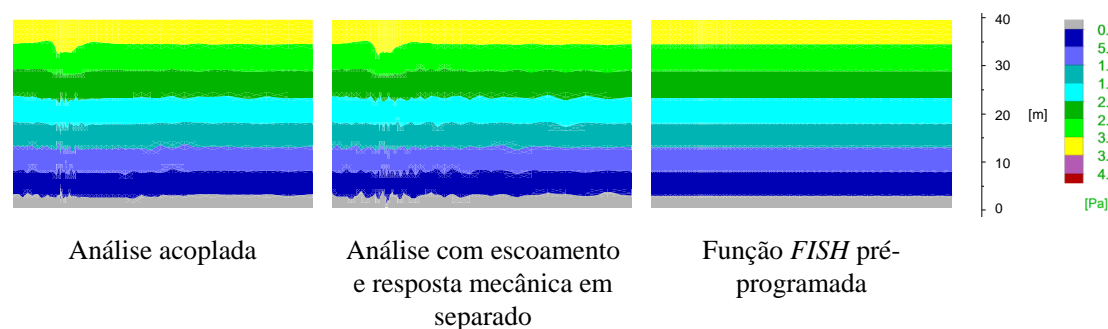


Figura 4.12 - Comparação entre perfis de tensões efetivas para as três abordagens

Atingido o estado inicial de tensão, a parede é instalada introduzindo os elementos-viga com as propriedades de acordo com a Tabela 4.4. Os elementos-viga são permeáveis e, de forma a evitar o uso de interfaces, foi atribuída uma permeabilidade muito reduzida a uma faixa de cerca de 20 centímetros, imediatamente adjacente à parede.

4.3.3 Caso original (Rebaixamento instantâneo)

Após a inicialização do estado de tensão os deslocamentos são anulados em todos os pontos da malha, em seguida procedeu-se ao rebaixamento. Para simular o efeito do poço assumiu-se uma hipótese simplificativa, muitas vezes utilizada neste tipo de análises, que consiste em anular a saturação e a pressão intersticial na zona pretendida e assegurando que assim se mantém ao longo da modelação. O novo estado de tensão, devido ao rebaixamento, é alcançado com uma análise acoplada. No entanto a condição de fixação da saturação no topo do modelo, fora da zona de escavação, deve ser anulada previamente, permitindo assim que o nível freático seja rebaixado devido à diferença entre a profundidade da parede e o rebaixamento. De seguida o equilíbrio é atingido para a primeira fase de escavação e procede-se à instalação da escora horizontal. As propriedades da escora constam da Tabela 4.5. A ligação entre a escora e a parede não é definida como rígida, optando-se por uma ligação rotulada que irá permitir a rotação livre no nó de ligação. No outro nó, por condições de simetria, é necessário impedir os deslocamentos na direção horizontal e a rotação. De seguida, a escavação até aos 10 metros de profundidade é simulada e o estado de tensão correspondente à fase final da escavação é atingido. Concluída a modelação são registadas as variações, nas três fases definidas inicialmente, das várias variáveis relevantes para o estudo deste exemplo. Os resultados obtidos são apresentados de seguida.

4.3.3.1 Resultados: perfil de saturação

Na Figura 4.13 são apresentados os perfis de saturação de cada uma das fases construtivas, onde se pode notar do lado esquerdo uma zona, com 10 metros de largura e 20 metros de profundidade, onde

as saturações são anuladas e, à direita a nova superfície freática que se desenvolve como resultado da zona de saturações nulas e da condição de fronteira de saturação livre aplicada no topo do modelo.

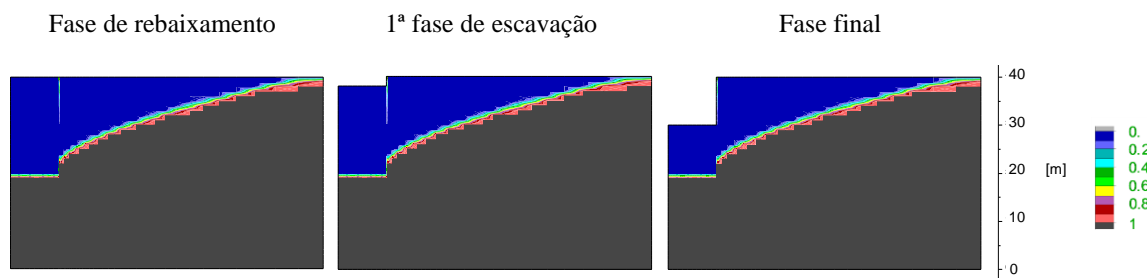


Figura 4.13 - Perfis de saturação: caso original

4.3.3.2 Resultados: perfil de pressões intersticiais

Como nas duas fases posteriores à fase de rebaixamento a modelação é feita somente para a fase mecânica, os perfis de pressões intersticiais nessas fases não sofrem alterações relativamente à fase de rebaixamento. Assim, na Figura 4.14 só é apresentado o perfil de pressões intersticiais na fase de rebaixamento, no qual é possível observar um comportamento em concordância com os perfis de saturações acima apresentados, que reflete a evolução da superfície freática em resposta ao rebaixamento instantâneo simulado.

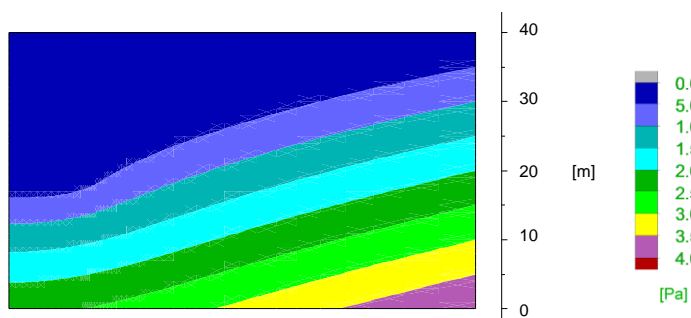


Figura 4.14 - Perfil de pressões intersticiais na fase de rebaixamento: caso original

4.3.3.3 Resultados: esforços

Os elementos estruturais presentes são: uma parede moldada modelada com elementos-viga e uma escora modelada com um elemento-viga, instalada na fase final da escavação. Na Figura 4.15 estão representados os diagramas de esforços de cada elemento estrutural na respetiva fase, sendo indicado o valor máximo verificado. Da fase de rebaixamento para a primeira fase de escavação o traçado do diagrama de momento flector da parede altera-se devido à escavação de 2 metros e consequente alívio das pressões de terras do lado esquerdo. Da primeira fase de escavação para a fase final há uma variação no traçado do diagrama de momento flector da parede, provocada pela novo alívio de tensões, resultante da escavação de mais 8 metros de terreno, e pela instalação da escora a 1 metro de profundidade, que vai funcionar como um apoio e absorver parte dos esforços da parede.

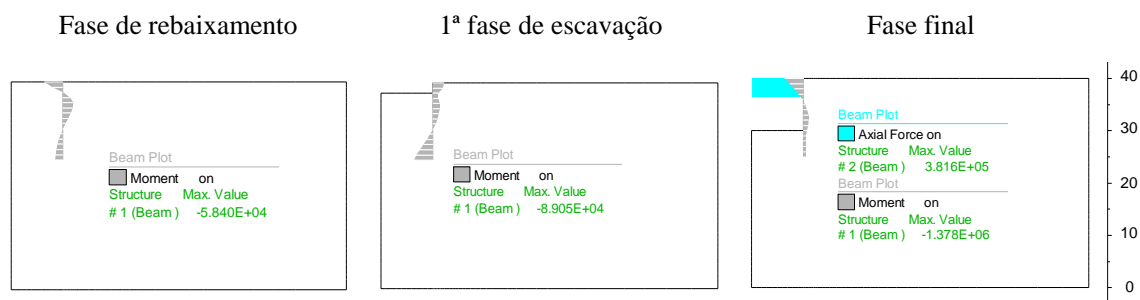


Figura 4.15 - Esforços: caso original

4.3.3.4 Resultados: deslocamento estruturais

Relativamente aos deslocamentos estruturais, na Figura 4.16 pode observar-se que na fase de rebaixamento e na primeira fase de escavação a parede irá sofrer um deslocamento que pode ser caracterizado um movimento relativamente uniforme, uma vez que todos os nós que a compõem sofrem aproximadamente o mesmo deslocamento, no entanto, o seu valor máximo é ligeiramente reduzido da fase de rebaixamento para a primeira fase de escavação devido ao alívio de tensões que ocorre na base da escavação. Na fase final da escavação, o deslocamento da parede é reduzido à medida que a profundidade diminui, como resultado da ação da escora sobre a parede. Para a fase final, são indicados os valores do deslocamento máximo na escora e depois o da parede.

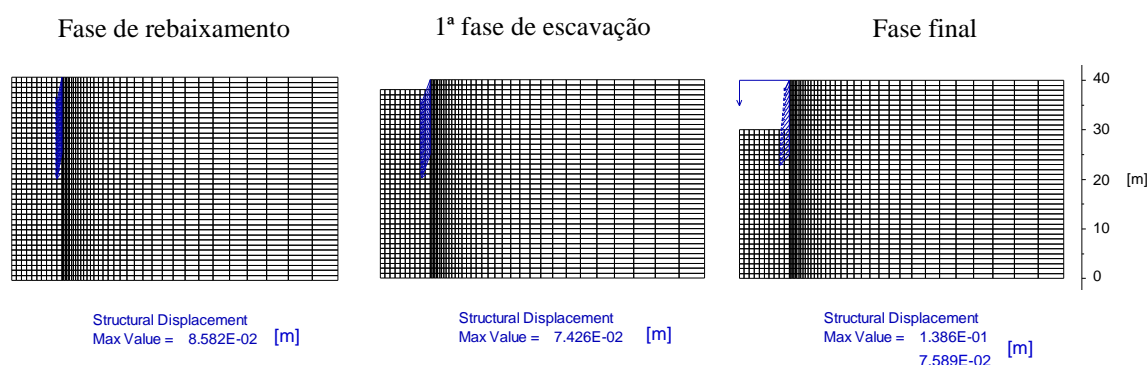


Figura 4.16 - Deslocamentos estruturais: caso original

4.3.3.5 Resultados: rede de fluxo

Na Figura 4.17 está representada a rede de fluxo na fase de rebaixamento. Optou-se por não representar as redes de fluxo nas outras duas fases já que aí a modelação contempla apenas o cálculo mecânico, não provocando alterações ao escoamento. As linhas apresentadas a azul são as linhas de corrente e a vermelho as linhas equipotenciais. A 20 metros de profundidade o traçado das linhas de corrente reflete as condições de saturação e pressão intersticial nulas aplicadas, com a interrupção abrupta do seu traçado. À direita desta zona, o traçado das linhas de corrente e o andamento das linhas equipotenciais está relacionado com a evolução da superfície freática provocada pelas condições de fronteira aplicadas ao topo do modelo.

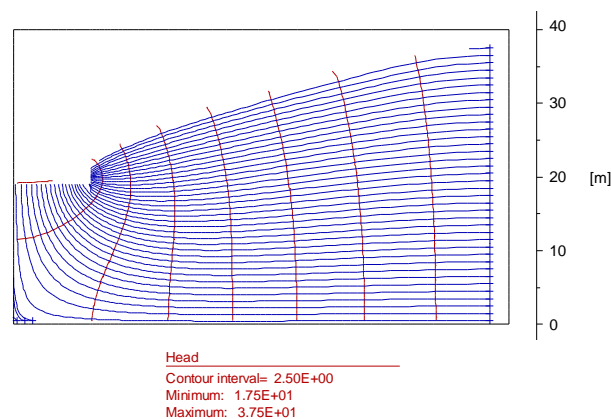


Figura 4.17 - Rede de fluxo na fase de rebaixamento: caso original

4.3.4 Caso alternativo (Rebaixamento gradual)

Com o intuito de verificar a influência da modelação do rebaixamento instantâneo, conforme está descrita no ponto 4.3.3, a mesma escavação foi modelada com o rebaixamento a ser garantido de forma gradual pela ação de um poço de bombagem, por ser a técnica adequada para a gama de permeabilidades a modelar e para as necessidades de rebaixamento da obra. O poço de bombagem foi dimensionado de forma a garantir o mesmo rebaixamento. A sequência de modelação foi alterada, simulando-se em primeiro lugar o rebaixamento e de seguida a instalação da parede, uma vez que será esta a sequência a seguir em obra. O dimensionamento do poço foi feito com base nos procedimentos descritos em 3.4, de forma a atingir um rebaixamento de 20 metros no centro da escavação, utilizando o modelo esquemático que melhor se enquadra nas características do local. A partir da Tabela 3.2 foi escolhido o modelo correspondente a um poço parcialmente penetrante num aquífero livre, segundo um regime de escoamento radial. Os parâmetros de dimensionamento estão indicados na Tabela 4.6 e na Tabela 4.7, calculados para uma gama de permeabilidades de forma a demonstrar que a escolha de um valor único de permeabilidade para caracterizar um solo deve ser ponderada, já que a sua incerteza pode implicar variações significativas no dimensionamento do sistema de rebaixamento. Os parâmetros utilizados no caso base foram relativos à permeabilidade indicada inicialmente, de 10^{-4} m/s. Quanto ao caudal de descarga, este é calculado a partir da Equação 3.9, relativa a caudal de descarga de um poço parcialmente penetrante aplicando um fator de correção para um poço totalmente penetrante (Equação 3.12). Para definir o raio equivalente foi necessário assumir um valor para a medida transversal da escavação. Assim a escavação terá, em planta, 20 por 30 metros. O raio equivalente pode ser calculado a partir da Equação 3.3 e 3.4. Como surge na Equação 3.9 num termo logarítmico, a diferença entre os resultados usando uma ou outra equação é pequena tendo-se optado por usar a Equação 3.3., resultando num raio equivalente de 16,56 metros. Tratando-se de um poço de bombagem o escoamento será radial, pelo que a distância de influência será calculada a partir da Equação 3.5. O fator de correção, B , é obtido pelo ábaco da Figura 3.13. A profundidade de penetração do poço, tratando-se de um aquífero livre que se estende até grandes profundidades, seria entre 1,5 a 2 vezes a profundidade de escavação, que é 10 metros, no entanto a necessidade de rebaixar

20 metros em função da profundidade de instalação da parede leva a que a profundidade de penetração tenha que ser maior, optando-se por colocar o poço a 30 metros de profundidade. O valor retirado do ábaco foi 0,87. De forma a garantir uma margem de segurança no funcionamento dos poços, o número de poços deve ser aumentando em 20%, no entanto para este efeito esta margem não será considerada.

Tabela 4.6 - Dimensionamento do caudal de descarga em estado estacionário

k (m/s)	R_0	Q_{fp} (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
4×10^{-5}	396,03	0,048	0,041
7×10^{-5}	518,56	0,077	0,067
1×10^{-4}	616,56	0,104	0,091
4×10^{-4}	1216,56	0,351	0,305
7×10^{-4}	1604,01	0,577	0,502

Para dimensionar cada poço individualmente é necessário recorrer à Equação 3.21 e à Equação 3.22 além de definir mais dois parâmetros, relacionados com as dimensões do poço. O diâmetro, de 305 milímetros, foi escolhido a partir de uma gama de diâmetros comerciais. O comprimento de revestimento perfurado submerso é definido de acordo com as características da obra e de acordo com as características já definidas para o poço. Assim, pretendendo atingir um rebaixamento de 20 metros com um poço cuja profundidade de penetração é 30 metros, o comprimento de revestimento perfurado submerso terá que ser menor que a diferença entre estes dois valores, tendo sido assumido um valor de 7 metros. O número de poços é então obtido pelo quociente entre o caudal de descarga total e o caudal de descarga individual de cada poço, permitindo depois o cálculo do espaçamento entre cada poço através do quociente entre o perímetro da escavação e o número de poços.

Tabela 4.7 - Dimensionamento individual dos poços

k (m/s)	q_i (m ³ /s)	Nº de poços	Espaçamento (m)
4×10^{-5}	0,006	8	13,00
7×10^{-5}	0,007	9	11,56
1×10^{-4}	0,009	11	9,45
4×10^{-4}	0,018	18	5,78
7×10^{-4}	0,024	22	4,73

A malha utilizada para esta modelação com a indicação do sistema de bombagem está ilustrada na Figura 4.18.

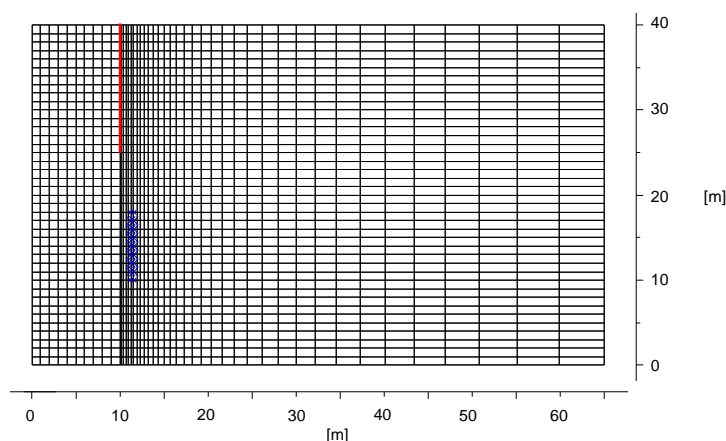


Figura 4.18 - Malha do caso alternativo

A modelação é executada recorrendo à referida *FISH* para atingir o estado de tensão inicial, sendo posteriormente utilizadas análises acopladas hidromecânicas para simular o rebaixamento e as fases de escavação. Uma vez que a modelação é em duas dimensões, para reproduzir corretamente a ação do sistema de rebaixamento dividiu-se o caudal total de descarga pelo espaçamento entre os poços, obtendo assim um caudal de descarga $Q_{FLAC} = 9,59 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Somente o comprimento perfurado submerso do poço é modelado, pois só nesse comprimento é que a bomba atua. O limite esquerdo da malha é definido como uma fronteira impermeável, por condições de simetria. O rebaixamento pretendido é atingido decorrida uma semana de funcionamento do poço e são dados 3 e 10 dias, respetivamente à primeira fase de escavação e à fase final, para que o modelo atinja um estado de equilíbrio. Concluída esta modelação, com a fase de rebaixamento reproduzida de forma a simular o processo de bombagem, foram também registadas as variações das variáveis consideradas relevantes para a análise deste caso, com o tratamento dos dados obtidos a ser apresentado de seguida.

4.3.4.1 Resultados: perfil de saturação

O perfil de saturações reflete o funcionamento do poço, conforme pode ser visto na Figura 4.19, onde se forma um cone de rebaixamento que satisfaz as necessidades de rebaixamento pretendidas sendo atingido um rebaixamento de 22 metros, superior ao rebaixamento de 20 metros utilizado para o dimensionamento do caudal de descarga em estado estacionário do poço. O facto de se ter utilizado um método empírico para estimar o caudal pode explicar esta discrepância.

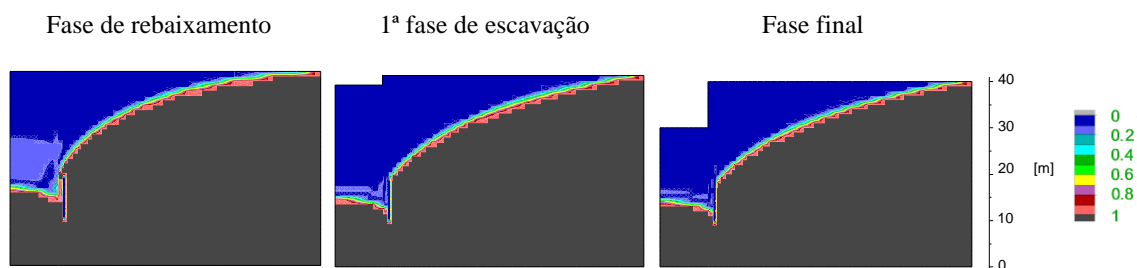


Figura 4.19 - Perfil de saturações: caso alternativo

4.3.4.2 Resultados: perfil de pressões intersticiais

O perfil de pressões intersticiais ao longo das três fases construtivas sofre poucas alterações uma vez que na fase de rebaixamento o caudal dimensionado para o poço de bombagem leva o modelo a atingir um estado estacionário, não ocorrendo a partir daí alterações nas pressões intersticiais. Desta forma só é aqui apresentado, na Figura 4.20, o perfil das pressões intersticiais após a fase de rebaixamento, onde é possível notar a redução das pressões intersticiais devida ao funcionamento do poço.

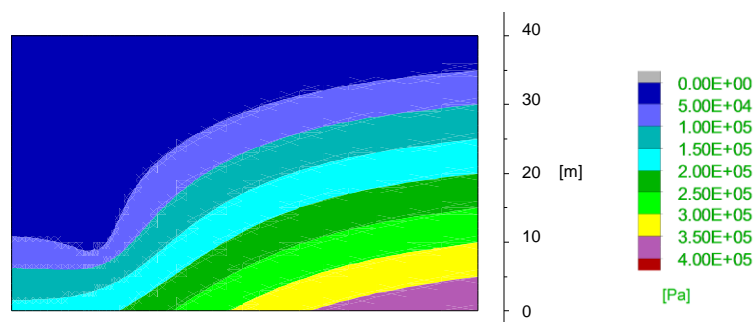


Figura 4.20 - Perfil de pressões intersticiais na fase de rebaixamento: caso alternativo

4.3.4.3 Resultados: esforços

Na Figura 4.21 estão representados os diagramas de esforços dos elementos estruturais nas duas fases construtivas onde estes são incluídos. Da 1ª fase de escavação para a fase final, tal como no caso original, verifica-se uma variação no traçado do diagrama de momento flector na parede, com alteração do sinal do momento nas suas extremidades. Esta alteração pode ser explicada pela escora, cujo diagrama está representado na figura a azul, que é modelada no início da fase final e que irá funcionar como um apoio e absorver parte do esforço a que a parede está sujeita, alterando a forma do diagrama de momento flector.

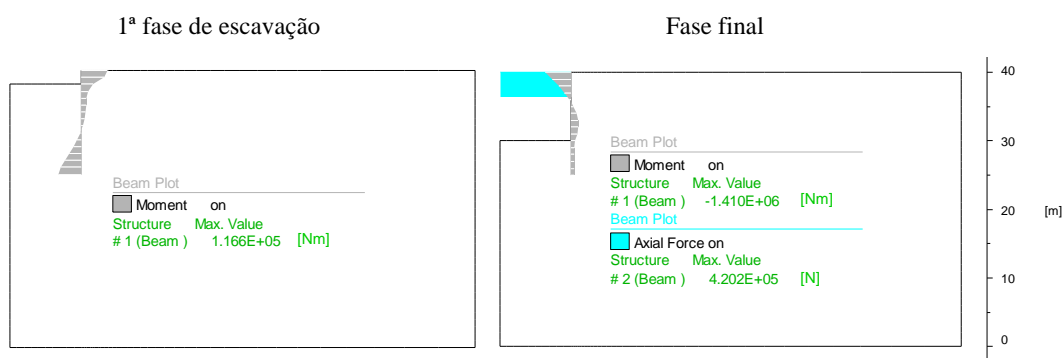


Figura 4.21 - Esforços: caso alternativo

4.3.4.4 Resultados: deslocamentos estruturais

Os deslocamentos associados aos elementos estruturais modelados estão representados Figura 4.22. Na 1ª fase de escavação é notória uma diminuição dos deslocamentos em profundidade. Os deslocamentos máximos após a escavação da 1ª fase alcançam cerca de 1,6 cm. Na fase final, com mais 8 metros de

escavação e com a colocação da escora, o deslocamento é atenuado para as menores profundidades pela ação da escora. Os seus valores máximos são indicados na Figura 4.22, primeiro para a escora e depois para a parede.

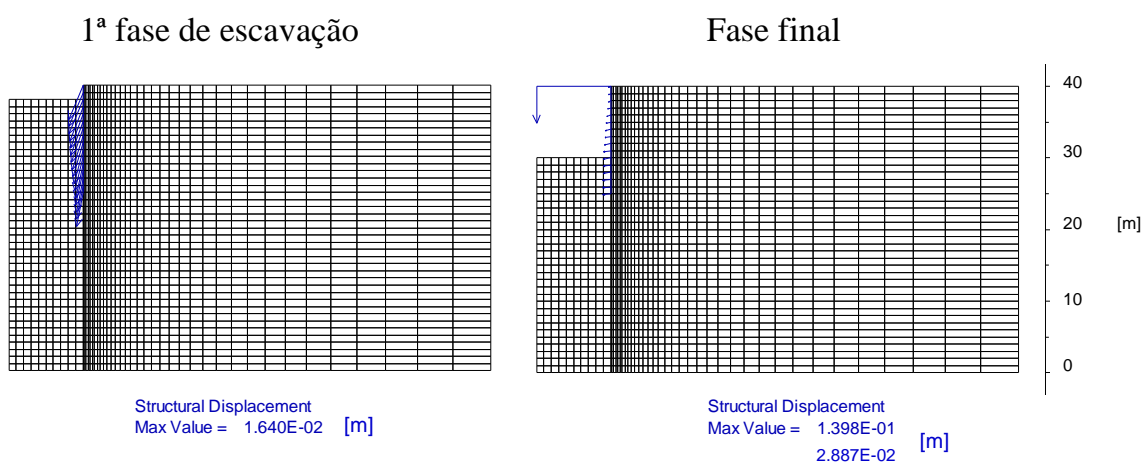


Figura 4.22 - Deslocamentos estruturais: caso alternativo

4.3.4.5 Resultados: redes de fluxo

Na Figura 4.23 está representada a rede de fluxo para a fase de rebaixamento. A azul, estão representadas as linhas de corrente e a vermelho, as linhas equipotenciais. Como é possível observar, as linhas de corrente estão a convergir para o poço, que na figura está representado a verde, comprovando que o seu funcionamento provoca um escoamento na sua direção. Também foi possível confirmar que as redes de fluxo eram idênticas nas três fases construtivas, como reflexo do estado estacionário atingido na fase de rebaixamento, pelo que só é representada a rede de fluxo nesta fase.

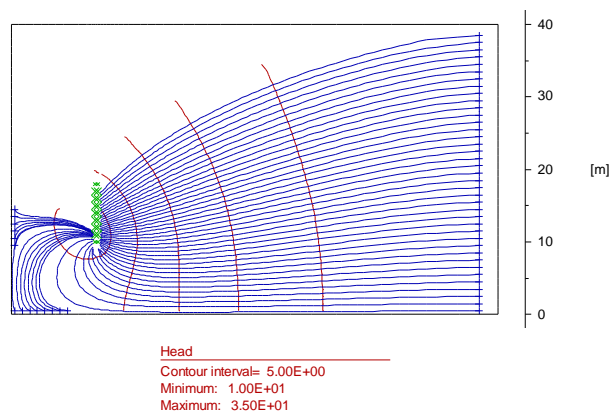


Figura 4.23 - Rede de fluxo na fase de rebaixamento: caso alternativo

4.3.5 Análise Paramétrica

A análise paramétrica realizada procurou avaliar o efeito no comportamento da obra de variações decorrentes de falhas mecânicas, erros de dimensionamento do caudal de descarga do poço e de erros no reconhecimento geotécnico particularmente na obtenção correta de um valor representativo da permeabilidade do solo. Os valores escolhidos para o caudal, apresentados na Tabela 4.8 representam

um caudal dez vezes maior (Q1) que o caudal dimensionado (Q2), um caudal 10 vezes menor (Q3), um caudal 100 vezes menor (Q5) e ainda um caudal intermédio entre estes dois últimos (Q4). Quanto à permeabilidade, escolheu-se um valor 10 vezes maior (k1) que a permeabilidade original (k2), e ainda um valor 10 vezes menor que o original (k3), conforme a Tabela 4.9. De notar que só mesmo estes dois parâmetros é que são alterados, individualmente, e que os tempos de bombagem utilizados são os mesmos do caso alternativo, podendo nas situações mais extremas não levar o modelo a atingir o equilíbrio.

Tabela 4.8 - Análise paramétrica ao caudal: valores escolhidos

Caudal, Q (m ³ /s)	
Q1	$9,59 \times 10^{-2}$
Q2	$9,59 \times 10^{-3}$
Q3	$9,59 \times 10^{-4}$
Q4	$5,59 \times 10^{-4}$
Q5	$9,59 \times 10^{-5}$

Tabela 4.9 - Análise paramétrica à permeabilidade: valores escolhidos

Permeabilidade, k (m/s)	
k1	1×10^{-3}
k2	1×10^{-4}
k3	1×10^{-5}

Um erro de dimensionamento do caudal de descarga do poço, ou uma falha mecânica, irão ter como principais consequências alterações ao rebaixamento alcançado. Na Figura 4.24 estão representados os perfis de saturação, para cada caudal, após a fase final de escavação. Os caudais Q1 e Q2 dão origem a perfis de saturação semelhantes, que garantem o rebaixamento pretendido, ao passo que os caudais Q3, Q4 e Q5 não permitem atingir o rebaixamento pretendido.

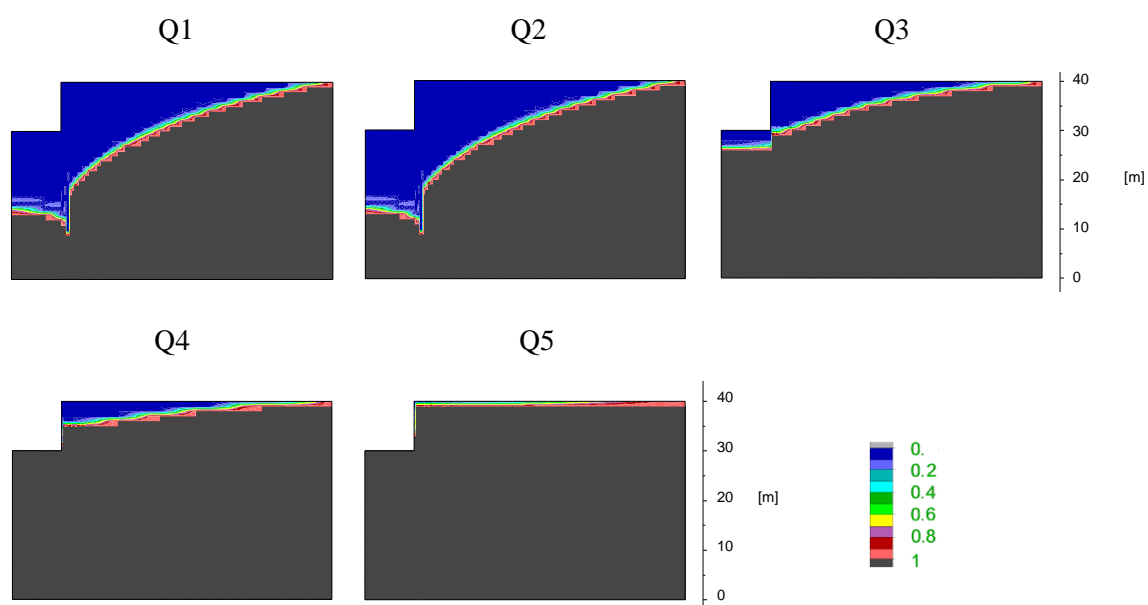


Figura 4.24 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de saturação na fase final

Na Figura 4.25 são apresentados os perfis de pressões intersticiais relativos à fase final da escavação, que tal como na Figura 4.24 mostram o mesmo comportamento para os caudais Q1 e Q2, devido a ter

sido alcançado o estado estacionário nos dois casos. O caudal Q2 é o caudal dimensionado para ser atingido um rebaixamento de 20 metros num regime estacionário, portanto, sendo o caudal Q1 dez vezes superior e mantendo-se todas as outras condições do problema, o estado estacionário será na mesma atingido para um tempo de bombagem inferior. Relativamente aos perfis gerados pelos restantes caudais, estes vão sendo progressivamente menos satisfatórios no que toca à redução das pressões intersticiais, e os seus efeitos serão abordados mais à frente.

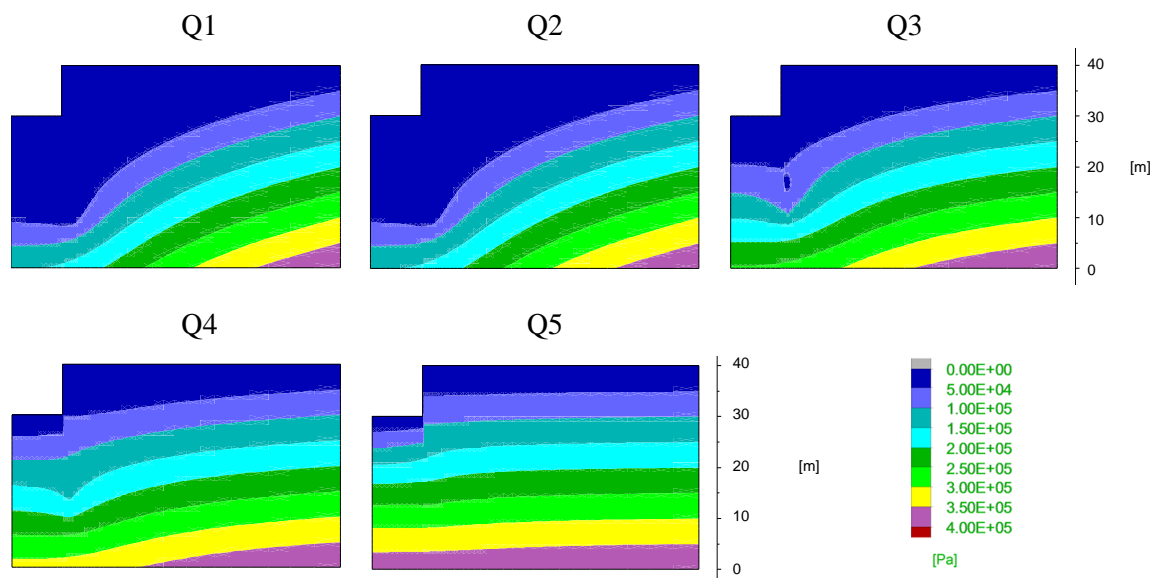


Figura 4.25 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase final

Os perfis de subsidências resultantes da aplicação de poços com os cinco caudais mencionados anteriormente estão relacionados com os resultados até agora analisados. Na Figura 4.26 podem-se observar esses perfis nas três fases. Para os caudais Q1 e Q2 os perfis estão sobrepostos como seria de esperar. Para os restantes caudais, Q3, Q4 e Q5, nas duas primeiras fases, os perfis de subsidências vão sendo progressivamente menos gravosos de caudal para caudal, como consequência da menor profundidade de rebaixamento atingida, que resultará em menores reduções das tensões efetivas e assim em menores subsidências. No entanto, uma vez alcançada a base da escavação as deformações na base da escavação são de tal ordem que inviabilizam o equilíbrio das análises, não sendo assim representadas as respetivas curvas de subsidência. Em termos gerais, verifica-se que a maior contribuição para as subsidências provém claramente da fase de rebaixamento, sendo de cerca de 12 centímetros para Q1 e Q2, alcançando valores próximos dos 14 centímetros após a primeira fase de escavação. Para o caudal Q3, na fase de rebaixamento o assentamento máximo é próximo dos 4 centímetros, agravando-se para valores próximos dos 6 centímetros nas duas fases subsequentes.

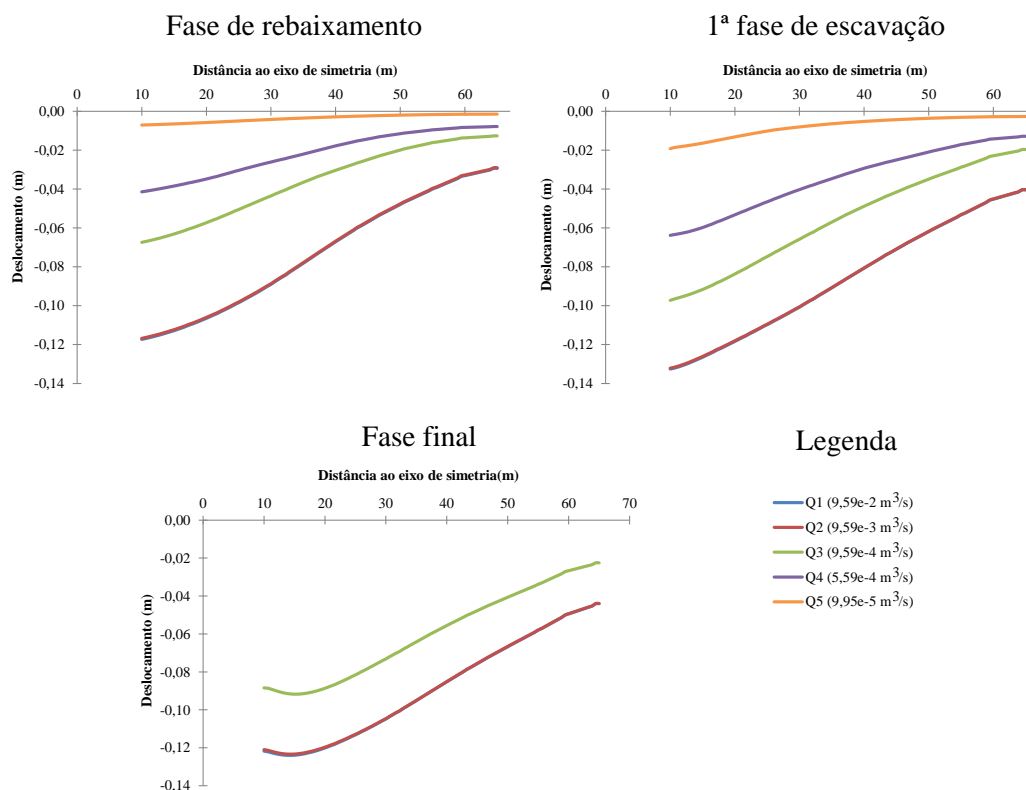


Figura 4.26 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de subsidências

Relativamente aos deslocamentos horizontais imediatamente a seguir à parede, representados na Figura 4.27 nas três fases, a sua distribuição é compreendida da mesma forma, embora as diferenças entre os perfis se atenuem ao longo das fases construtivas. Como anteriormente, os perfis correspondentes aos caudais Q1 e Q2 são coincidentes. Na fase de rebaixamento os deslocamentos ocorrem como consequência do rebaixamento e do aumento da tensão efetiva, ao passo que na 1ª fase de escavação este efeito ainda se faz sentir nos casos onde o estado estacionário não foi atingido e a sua magnitude começa a aumentar também como resultado da escavação de 2 metros, apesar da ação da parede. Na fase final a escavação alcança os 10 metros, portanto há um aumento significativo dos deslocamentos, cujo valor máximo se deixa de verificar à superfície por causa da ação da escora. A zona a 20 metros de profundidade, que é fronteira entre os dois estratos com características mecânicas diferentes, é mais notória após a fase final de escavação, onde também são atingidos os deslocamentos máximos a uma profundidade entre os 10 e os 15 metros, ao contrário do que acontece nas outras fases onde os maiores deslocamentos se verificam à superfície. Pelos motivos acima referidos não são apresentados os deslocamentos horizontais na fase final par os menores caudais de rebaixamento, Q4 e Q5, uma vez que foi alcançada uma situação de instabilidade na base da escavação.

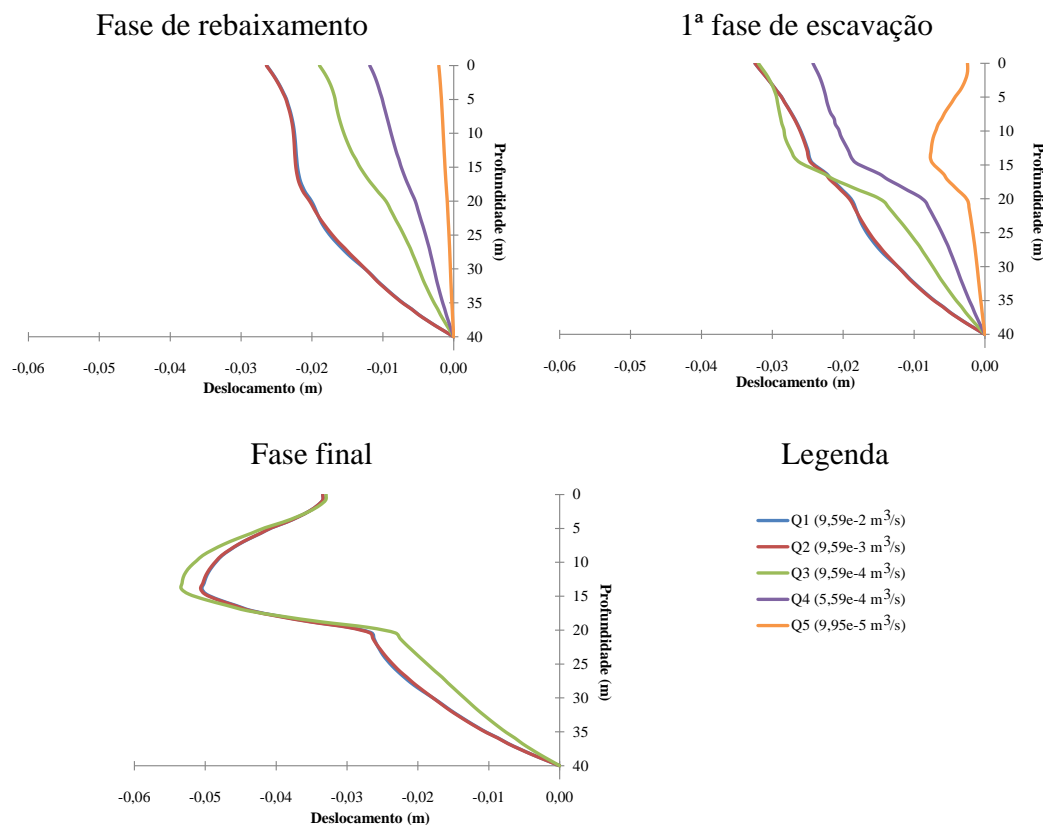


Figura 4.27 - Análise paramétrica ao caudal: comparação entre perfis de deslocamento horizontal perto da parede

Por fim, na Figura 4.28 são representados os indicadores de plasticidade para os caudais Q4 e Q5. Conforme é possível notar, em ambas as situações a base da escavação está em cedência por tração. Esta perda de resistência é provocada pelas pressões intersticiais excessivas que ali ocorrem, visíveis na Figura 4.25, como resultado do rebaixamento não satisfatório que cada um dos caudais provoca. Este excesso de pressões intersticiais provocará empolamentos muito elevados que comprometem a estabilidade e segurança da escavação.

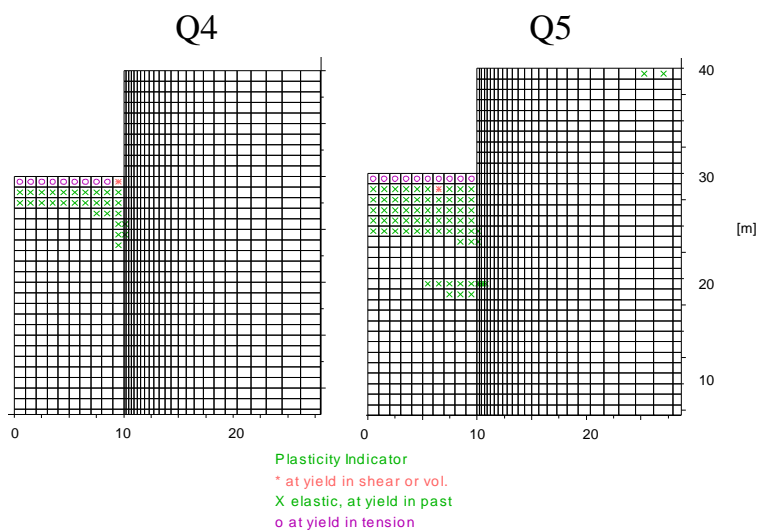


Figura 4.28 - Análise paramétrica ao caudal: plastificações ocorridas em Q4 e Q5

A análise paramétrica incidiu também sobre a permeabilidade, variando o seu valor segundo a Tabela 4.9. Os perfis de saturação e de pressões intersticiais resultantes da análise paramétrica com esses valores são apresentados na Figura 4.29 e na Figura 4.30, respetivamente. Na Figura 4.29 os resultados são apresentados para as três fases, de forma a entender a sua evolução. Para k1, sendo os perfis para as três fases iguais, é possível concluir que o estado estacionário e o rebaixamento pretendido são atingidos ainda antes da fase de rebaixamento estar concluída. Para k3, os perfis obtidos mostram claramente que o rebaixamento pretendido não é atingido nesta fase.

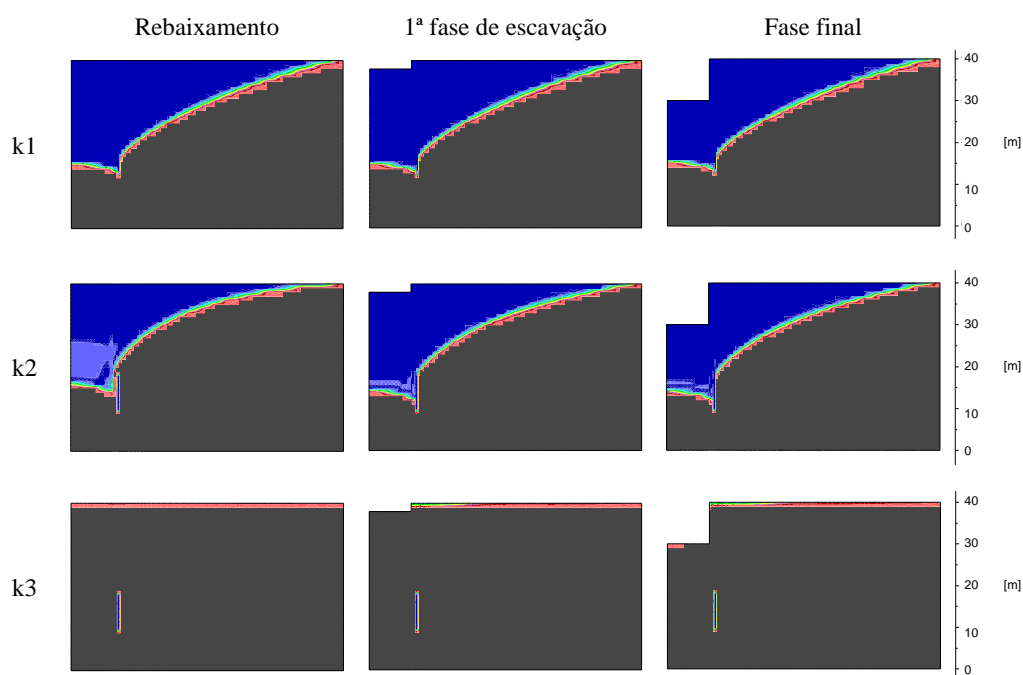


Figura 4.29 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de saturação

Não existindo alterações significativas nos perfis das pressões intersticiais ao longo das três fases, na Figura 4.30 são apresentados estes perfis só para a fase final. O perfil de k1 volta a indicar que foi atingido o estado estacionário, tal como em k2, cujo procedimento é a referência desta análise paramétrica. Quanto ao perfil de k3, o estado estacionário não é alcançado e, mais importante, as reduções das pressões intersticiais não são alcançadas de forma satisfatória.

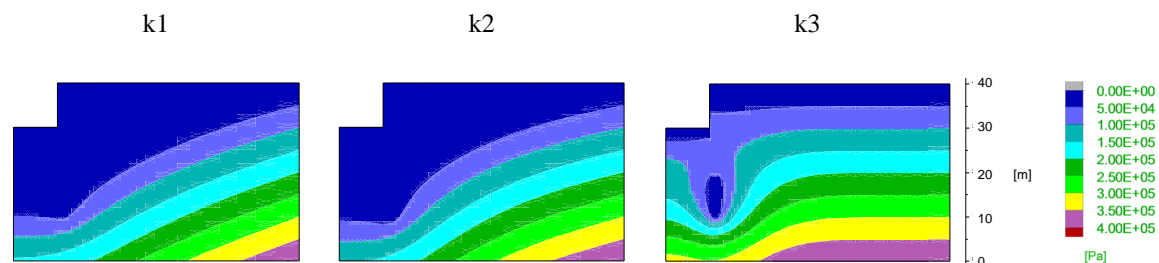


Figura 4.30 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase final

As curvas de subsidências da Figura 4.31 são consequência da resposta do modelo às diferentes permeabilidades modeladas. Para a permeabilidade k1 estas curvas são praticamente coincidentes nas três fases, excetuando os 10 metros mais próximos da parede onde se afastam um pouco. Comparando estas curvas às curvas referentes à permeabilidade k2, observa-se que ao longo das fases construtivas

as diferenças entre os deslocamentos vão diminuindo, existindo na fase de rebaixamento uma diferença de deslocamento de 2 centímetros, e quando é concluída a fase final da escavação estas diferenças são substancialmente menores. Para k3, as diferenças já são mais relevantes, nas duas primeiras fases de cálculo as subsidências máximas são superiores a 6 centímetros, não sendo atingido o equilíbrio, por insuficiência de capacidade de rebaixamento na última fase de escavação.

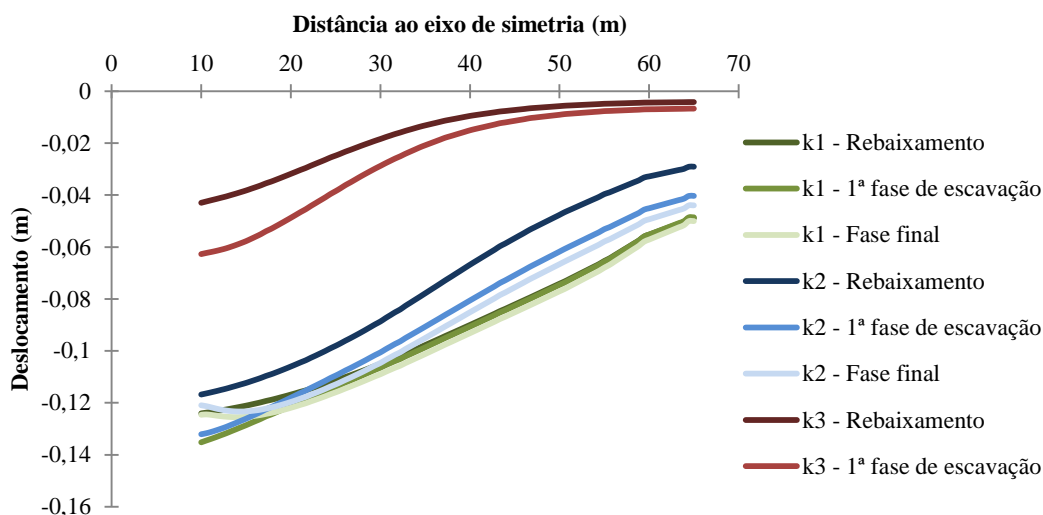


Figura 4.31 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de subsidências

Quanto aos deslocamentos horizontais que ocorrem perto da parede, na Figura 4.32 encontra-se a sua distribuição em profundidade. Entre os perfis gerados pela permeabilidade k1 e pela permeabilidade k2 existem poucas diferenças no seu desenvolvimento ao longo da profundidade, no entanto em k3 o traçado dos perfis é pouco uniforme e são atingidos deslocamentos menores, tanto à superfície como em profundidade. Se em k1 e k2, na fase final, os deslocamentos à superfície são superiores a 3 centímetros, em k3 este deslocamento é superior a 2 centímetros. Na fase final de escavação para em k3, não é alcançado o equilíbrio.

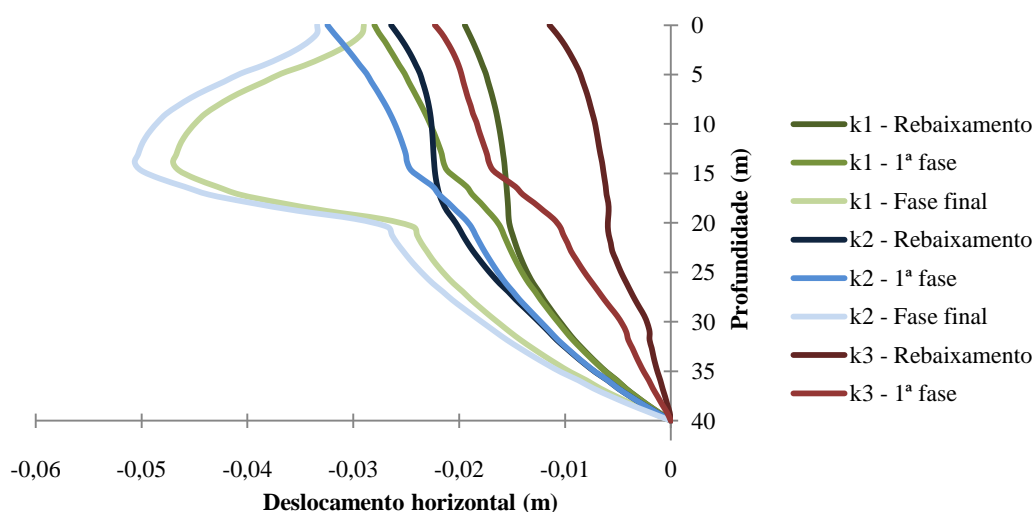


Figura 4.32 - Análise paramétrica à permeabilidade: comparação entre perfis de deslocamentos horizontais

Na Figura 4.33 está representado um pormenor das plastificações que ocorrem na base da escavação, onde se observa que a base de escavação está em cedência por tração, fenómeno que se dá devido às excessivas pressões intersticiais que se acumulam na base da escavação, que se verificam na Figura 4.30, como resultado do rebaixamento deficiente que a permeabilidade k_3 provoca.

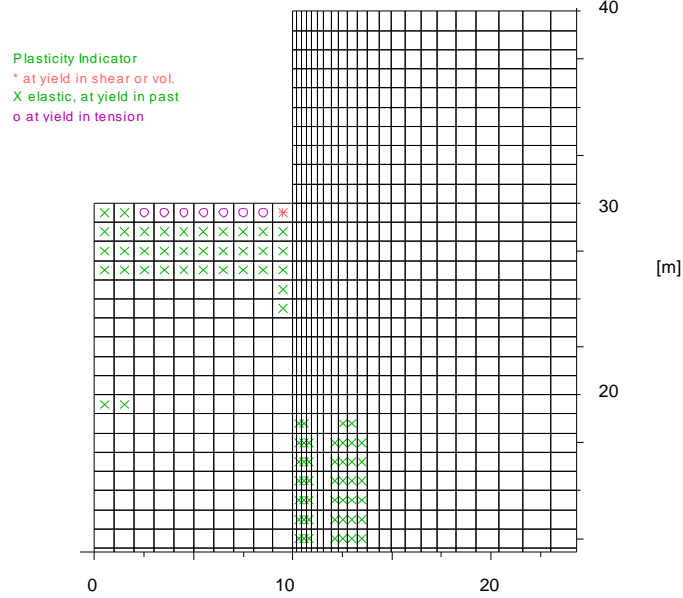


Figura 4.33 - Análise paramétrica à permeabilidade: plastificações ocorridas em k_3

4.3.5.1 Comparação entre fatores de segurança

O *software* FLAC, utilizado na modelação numérica dos problemas apresentados nesta dissertação, possibilita o cálculo de um fator de segurança, F , baseado na redução progressiva da resistência do terreno, até que seja atingido um estado de equilíbrio limite (Itasca 2005). Esse fator de segurança, provisório até que não seja atingido o equilíbrio, é definido de acordo com as seguintes equações:

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}} c \quad (4.15)$$

$$\varphi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F^{trial}} \tan(\varphi)\right) \quad (4.16)$$

Variando o valor do fator de segurança provisório, designado F^{trial} , são feitas simulações de forma a reduzir a coesão, c , e o ângulo de resistência ao corte, φ , para valores mais baixos, respetivamente c^{trial} e φ^{trial} , até que ocorra o colapso do modelo, por falha em atingir o equilíbrio. O valor de F^{trial} utilizado na simulação que mais próxima está do colapso é o fator de segurança, F . Este procedimento foi aplicado à análise paramétrica efetuada, tendo sido obtidos os fatores de segurança apresentados na Tabela 4.10 e na Tabela 4.11.

Tabela 4.10 - Análise paramétrica ao caudal: fatores de segurança

Situação	Fator de segurança, <i>F</i>
Q1	3,82
Q2	3,82
Q3	3,78
Q4	-
Q5	-

Tabela 4.11 - Análise paramétrica à permeabilidade: fatores de segurança

Situação	Fator de segurança, <i>F</i>
k1	3,81
k2	3,82
k3	-

Estes fatores de segurança permitem avaliar a estabilidade da escavação nas situações em que o caudal de rebaixamento é adequadamente aplicado, ao contrário das situações de instabilidade anteriormente identificadas.

4.3.6 Comparação entre casos

A comparação entre casos referiu-se essencialmente à simplificação utilizada para modelar o processo de rebaixamento instantâneo, comparando-a com a modelação da ação do poço usada no caso alternativo. Na Figura 4.34 é feita a comparação entre os perfis de subsidências obtidos em cada fase construtiva. É possível observar-se diferenças significativas na magnitude e na forma dos deslocamentos, mais notória aos 10 metros, junto à parede. Na fase de rebaixamento a diferença no deslocamento vertical é de cerca de 4 centímetros e na fase final de escavação já assume valores da ordem dos 6 centímetros. Estas diferenças atenuam-se com a distância à escavação e aumentam com o faseamento construtivo, verificando-se que, junto à parede, os deslocamentos estimados modelando o rebaixamento de forma instantânea, são cerca de metade dos deslocamentos originados pelo rebaixamento gradual. Além da diferença considerável, de 6 centímetros para 12 centímetros de deslocamento junto à parede, o perfil de subsidências correspondente ao rebaixamento gradual irá apresentar um potencial de dano maior dada a sua evolução com a distância ao eixo de simetria, que se traduzirá em maiores assentamentos diferenciais.

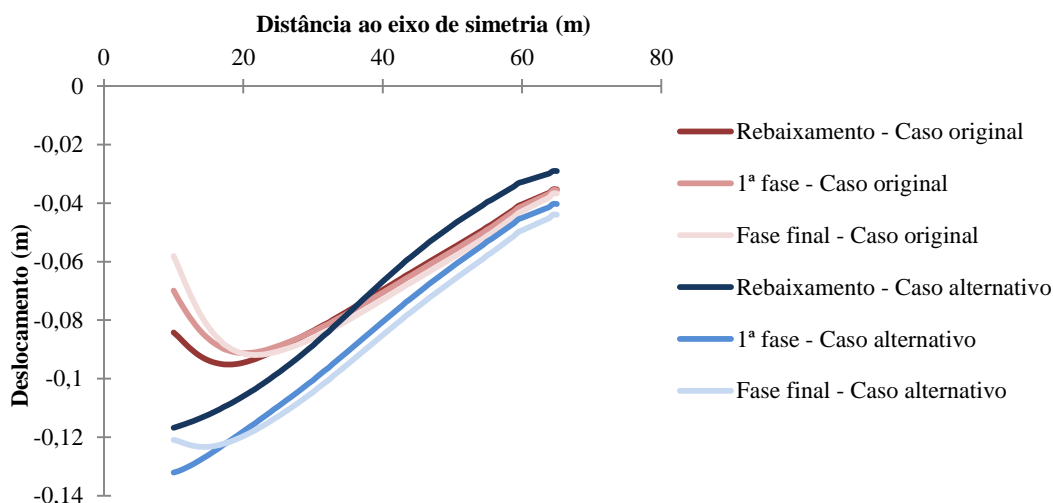


Figura 4.34 - Comparação entre casos: perfis de subsidências

Como se pode observar na Figura 4.35 a ação do poço no caso alternativo, visível no aumento da sua zona de influência ao longo das fases, irá diminuir a saturação numa área superior aquela afetada pelo rebaixamento instantâneo do caso original, que conforme se pode ver na Figura 4.36, onde estão representados os perfis das pressões intersticiais na fase de rebaixamento, irá provocar reduções das pressões intersticiais superiores e consequentemente maiores tensões efetivas e maiores assentamentos. Esta situação aliada à diferente sequência construtiva dos dois casos – no caso original primeiro a parede é instalada e só depois se procede ao rebaixamento e no caso alternativo o procedimento é o inverso – pode explicar os perfis de subsidências obtidos.

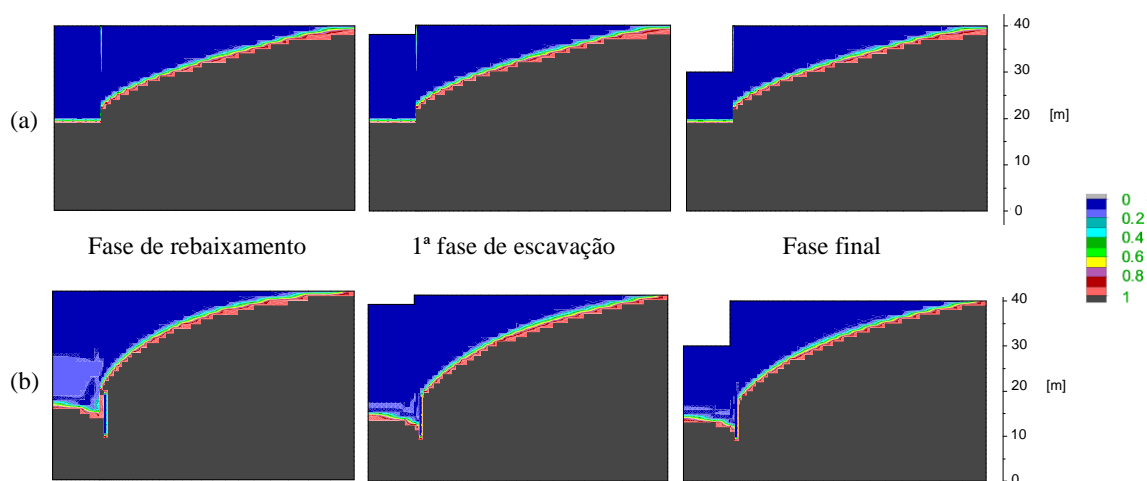


Figura 4.35 - Comparação entre perfis de saturação. (a) caso original (b) caso alternativo

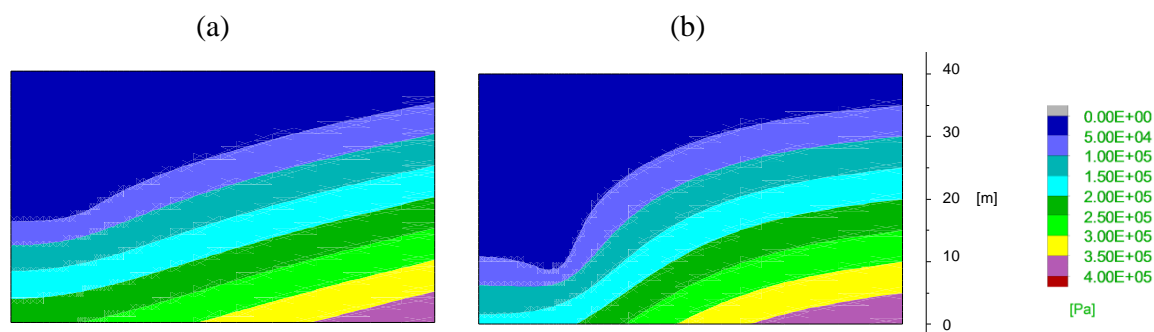


Figura 4.36 - Comparação entre perfis de pressões intersticiais na fase de rebaixamento. (a) caso original (b) caso alternativo

Comparando os deslocamentos horizontais imediatamente a seguir à parede, em ambos os casos, também é possível retirar algumas conclusões. A partir da análise da Figura 4.37 pode observar-se uma variação brusca no traçado dos perfis a partir dos 20 metros de profundidade, na zona de transição entre os estratos definidos na caracterização inicial do modelo, que é também a zona limite de rebaixamento modelado nos dois casos. Na primeira fase de escavação os deslocamentos horizontais para os dois casos são significativamente diferentes, esta diferença à superfície é superior a 100%, mas vai diminuindo em profundidade. Na fase final o perfil de deslocamentos horizontais é semelhante, coincidindo o valor máximo de deslocamento em profundidade, no entanto as diferenças vão aumentando à medida que a profundidade diminui, resultando no final, à superfície, numa diferença de cerca de 1 centímetro. Nas outras duas fases de cálculo o traçado dos perfis demonstra tendências diferentes até uma profundidade situada entre os 15 e os 20 metros, embora as diferenças sejam atenuadas da fase de rebaixamento para a primeira fase de escavação, situação que pode estar relacionada com o momento em que a parede é instalada – no caso original a instalação é anterior à fase de rebaixamento enquanto no caso alternativo é posterior a essa fase.

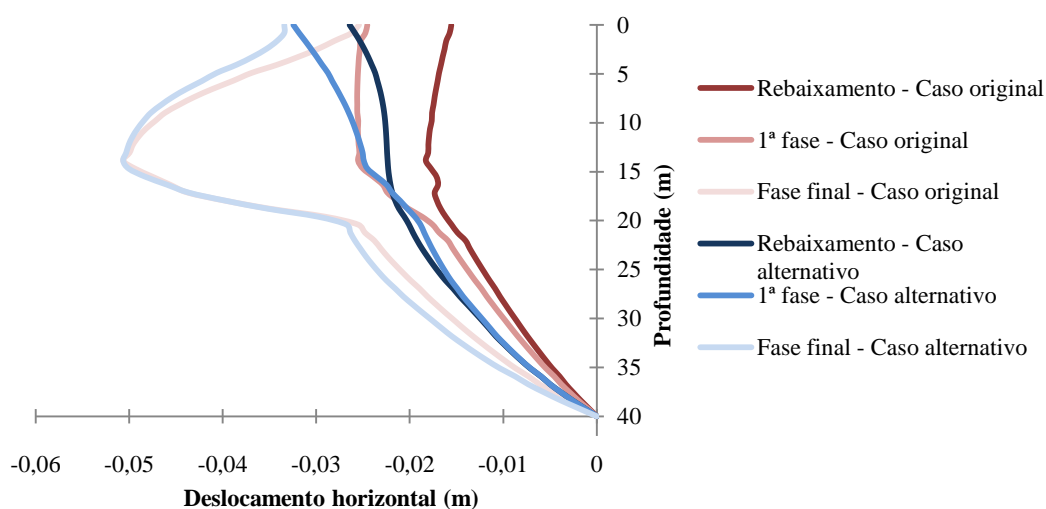


Figura 4.37 - Comparação entre casos: deslocamentos horizontais imediatamente a seguir à parede

Na Figura 4.38, onde são comparados os diagramas de esforços e respectivos valores máximos, é possível notar que na fase final de escavação tanto a forma dos diagramas de esforços como o respetivo valor máximo são semelhantes em ambos os casos. A maior diferença ocorrerá na primeira fase de escavação, onde se verifica uma forma diferente dos diagramas de momento flector, cujo valor máximo ocorre na extremidade inferior da parede no caso original, e na extremidade superior, no caso alternativo.



Figura 4.38 - Comparação entre esforços. (a) caso original (b) caso alternativo

Ainda relativamente aos elementos estruturais, na Figura 4.39 são apresentados os deslocamentos que cada elemento estrutural sofrerá na respetiva fase construtiva. Na primeira fase de escavação é possível notar uma diferença tanto na direção dos vetores como na sua magnitude máxima. As reduções das pressões intersticiais induzidas pelo rebaixamento, sendo superiores no caso alternativo onde se realiza um rebaixamento gradual, irão causar um aumento da componente vertical do deslocamento que explica a direção dos vetores de deslocamentos. Quanto à sua magnitude, no caso original é superior porque na fase de rebaixamento as pressões intersticiais são anuladas instantaneamente, provocando maiores deslocamentos, ao passo que na fase de rebaixamento do caso alternativo as pressões intersticiais vão sendo reduzidas como resposta à ação do poço. Assim, os deslocamentos serão menores no caso alternativo.

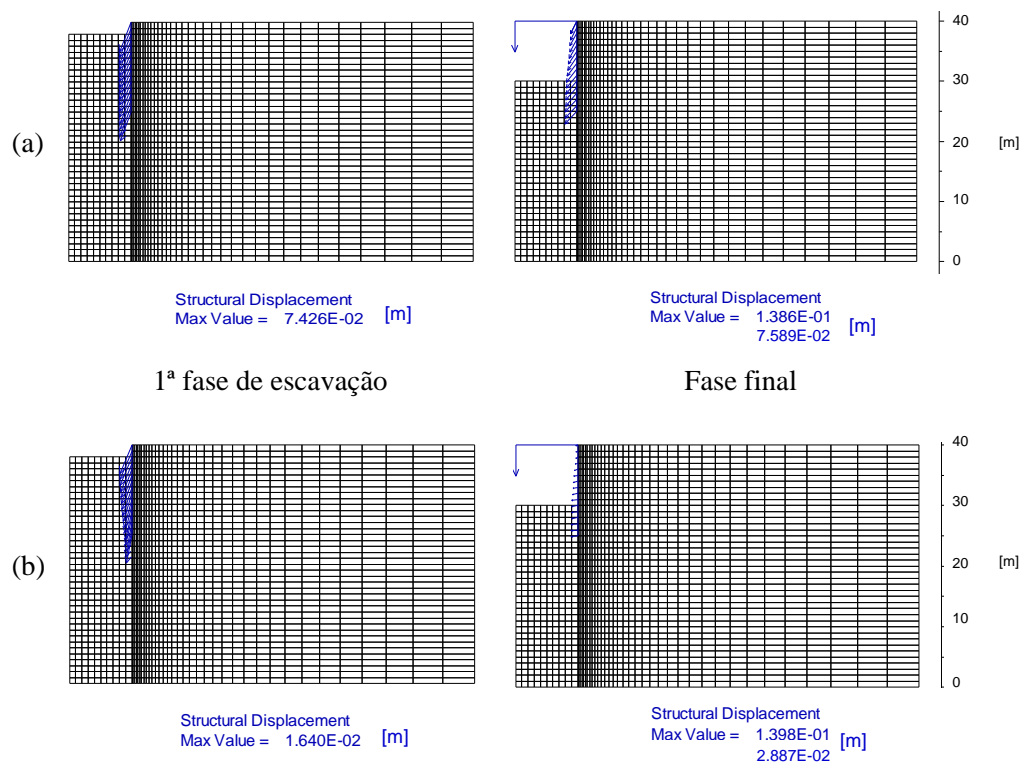


Figura 4.39 - Comparação entre deslocamentos estruturais. (a) caso original (b) caso alternativo

Na Figura 4.40 são comparadas as redes de fluxo dos respectivos casos. A rede de fluxo resultante da aplicação do rebaixamento gradual, o caso alternativo, reflete claramente a utilização do poço, representado a verde na figura, com as linhas de corrente a convergirem para a sua localização, ao passo que na rede de fluxo que o caso original gera, as linhas de corrente são interrompidas devido à condição aplicada que anula as pressões intersticiais e a saturação. As áreas de influência do rebaixamento pelos dois processos são distintas, como se pode constatar.

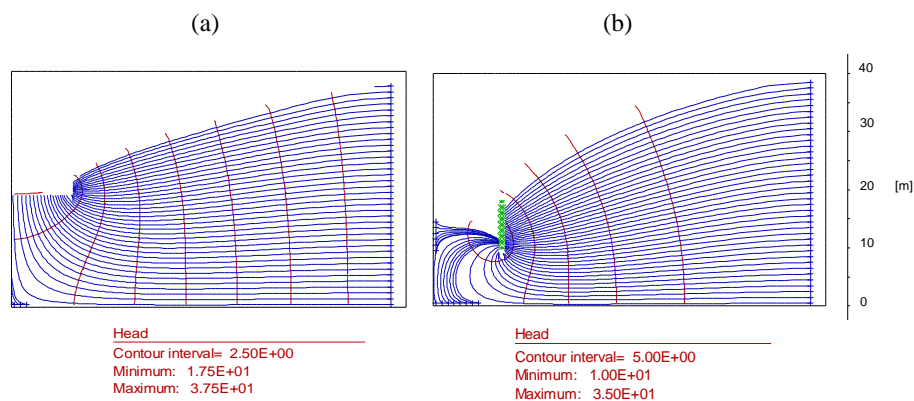


Figura 4.40 - Comparação entre redes de fluxo na fase de rebaixamento. (a) caso original (b) caso alternativo

Uma outra consequência dos distintos processos de modelação é evidenciada na Figura 4.41, onde se mostram os deslocamentos verticais na base da escavação após o fim da mesma. As duas curvas seguem andamentos paralelos, no entanto a grandeza dos deslocamentos é significativamente diferente. Com efeito, o empolamento junto ao eixo de simetria é cerca de 75% superior ao obtido pela modelação gradual do rebaixamento (caso alternativo). Esta discrepância de valores pode ser explicada

pelas maiores subpressões geradas pelo caso original, visíveis na comparação feita na Figura 4.36. Junto à parede os assentamentos na base da escavação são também muito diferentes como se pode observar.

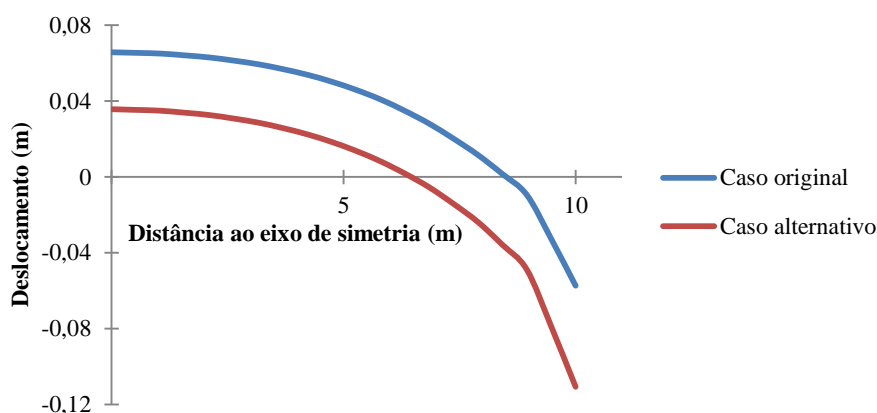


Figura 4.41 - Comparação entre casos: deslocamentos na base da escavação após o seu final

4.3.7 Análise de resultados

Concluído o estudo deste problema, analisam-se agora os resultados obtidos, procurando apresentar conclusões relativas à resposta do modelo aos diferentes cenários que lhe foram impostos. O primeiro aspecto a salientar está relacionado com os deslocamentos obtidos no estudo, verificando-se que quer as subsidências quer os deslocamentos horizontais aumentam com o tempo de bombagem, como seria expectável.

Quanto à influência do caudal no comportamento do modelo, testada no ponto 4.3.5, é possível concluir que em relação aos caudais inferiores ao caudal de dimensionamento, a sua influência é notória, não garantindo – progressivamente de Q3 até Q5 – o rebaixamento do nível freático, conforme se pode observar pelos perfis das saturações e a respetiva redução das pressões intersticiais, necessários para que a escavação decorra em segurança. E apesar de nas fases iniciais as subsidências e os deslocamentos horizontais serem inferiores aos do caudal corretamente dimensionado, uma vez atingida a fase final de escavação, para os caudais Q5 e Q4 ocorrem plastificações em toda a base da escavação, que se traduzem em empolamentos muito elevados. Resumindo, um caudal superior ao caudal dimensionado e necessário para atingir o rebaixamento pretendido é desvantajoso a nível económico, ao passo que um caudal inferior corre o risco de provocar instabilidade na escavação ao ponto de impedir a sua realização. Relativamente à permeabilidade, verificou-se que para uma permeabilidade maior que a permeabilidade adoptada para o meio, neste caso dez vezes maior, o sistema de rebaixamento tem um comportamento igual, garantindo o rebaixamento e a redução das pressões intersticiais necessários para a execução da escavação, gerando perfis de subsidências, de deslocamentos horizontais e de deslocamentos na base da escavação semelhantes. Este facto deve-se a ter sido alcançado o estado estacionário e haver reposição do nível de água. Quanto aos resultados assumindo uma permeabilidade do meio dez vezes inferior, o seu efeito é semelhante em termos

qualitativos aos casos do caudal de descarga inferior, que se traduz em perfis de subsidências e de deslocamentos horizontais apresentando valores mais pequenos, mas também em plastificações na base da escavação, quando esta é alcançada, que inviabilizam a sua execução. Conforme foi referido na introdução deste problema, para o caudal de dimensionamento e sendo a escavação apenas até aos 10 metros, são alcançados fatores de segurança elevados nas situações de cálculo base.

Da comparação de resultados referente à forma como foi modelado o rebaixamento em cada um dos casos foi possível concluir que a modelação do rebaixamento de forma instantânea, muitas vezes efetuada na prática, apresenta limitações importantes. O rebaixamento modelado de forma instantânea, no caso original, permite que seja atingido o rebaixamento pretendido, assim como acontece quando é modelada a ação do poço, no caso alternativo, mas no entanto, a extensão da zona de redução de pressões intersticiais que o caso original alcança é inferior, resultando neste caso em deslocamentos superiores na base da escavação e um perfil de subsidências com menor inclinação, embora os deslocamentos horizontais a seguir à parede sejam bastante semelhantes. A diferença na forma dos perfis de subsidências poderia resultar em diferentes avaliações do potencial de dano inerente a cada um dos casos. No rebaixamento gradual, uma vez que o perfil de subsidências conduziu a maiores assentamentos diferenciais e consequentemente maiores distorções, o potencial de dano poderia ser superior. Ao nível estrutural, ambos os casos evidenciam a mesma resposta em termos de esforços no final da escavação, uma vez que tanto o momento o flector na parede como o esforço axial na escora são semelhantes.

Assim, considera-se que a modelação do rebaixamento de forma gradual, dimensionado um caudal de descarga e simulando a ação de um poço, como foi feita no caso alternativo, é a forma mais adequada de reproduzir um sistema de rebaixamento, dadas as diferenças consideráveis já referidas acima entre esta modelação e a modelação do rebaixamento de uma forma mais simplificada, instantânea, simplesmente anulando as saturações e as pressões intersticiais na zona pretendida.

5. CASO DE OBRA: ESCAVAÇÃO PROFUNDA NA CIDADE DE BERLIM

5.1 Introdução

Procurando modelar uma situação de obra, com resultados reais, neste capítulo procedeu-se à modelação de uma escavação profunda, com recurso a uma contenção periférica, ancoragens e rebaixamento do nível freático. Trata-se de uma obra executada na cidade de Berlim, da qual consta um reconhecimento geotécnico bastante completo. Esta informação consta de uma especificação fornecida pela Sociedade Germânica de Geotecnia (DGGT) no âmbito de um *benchmarking* relativo à escavação em estudo, onde, dada a disparidade de resultados obtida, foi também estudada a influência de vários detalhes de modelação através de uma análise paramétrica, baseada numa solução referência e em resultados de campo, utilizando um único *software* computacional. Os resultados obtidos na modelação foram comparados com estes resultados de campo e com a designada solução de referência, que será em seguida explicitada. Procurou-se reproduzir os resultados de obra, fazendo variar a resistência do terreno, tendo sido ainda testada a influência da forma de modelação do rebaixamento.

5.2 Definição do problema

Este caso de estudo faz parte de um processo de avaliação comparativa, o denominado *benchmarking*, especificado pelo grupo de trabalho AK 1.6 da Sociedade Germânica de Geotecnia (DGGT), referente ao projeto de uma escavação profunda na cidade de Berlim. A sua pormenorização foi enviada para várias instituições universitárias e consultoras especializadas na análise numérica de problemas práticos de geotecnia, tendo a Universidade de Tecnologia de Graz, na Áustria, tratado a informação resultante do *benchmarking* realizando uma análise comparativa incidindo sobre as soluções propostas por cada entidade. As várias soluções propostas apresentaram resultados bastantes diferentes, dependendo dos pressupostos assumidos na implementação do modelo numérico, diferindo não só no programa de análise numérica utilizado, mas também no modelo constitutivo escolhido e nos parâmetros dos materiais, entre outros. Como complemento, foi realizada uma análise paramétrica, utilizando uma solução referência que pretende representar o comportamento *in situ*, cujo objectivo foi aferir a influência que cada aspeto da modelação tem nos resultados obtidos. Esta solução referência não é uma solução exata, mas é considerada uma boa aproximação pelo cuidado que foi tomado na definição do modelo constitutivo e dos seus parâmetros (Schweiger 2002). A geometria proposta pela especificação para representar a escavação é a da Figura 5.1.

Os pressupostos gerais indicados para a modelação foram os seguintes:

- a modelação é em estado de deformação plana;
- é considerada apenas metade do problema dada a sua geometria simétrica;
- não é considerada a influência da parede moldada: o estado de tensão inicial é atingido sem a presença da parede que depois é contabilizada pela alteração do peso volúmico;
- a parede é modelada através de elementos viga;

- o domínio a analisar é o sugerido na Figura 5.1; (*)
- a barreira hidráulica situada a 30 metros de profundidade tem as mesmas propriedades mecânicas que o solo;
- os esforços apresentados para as escoras são os esforços de dimensionamento.

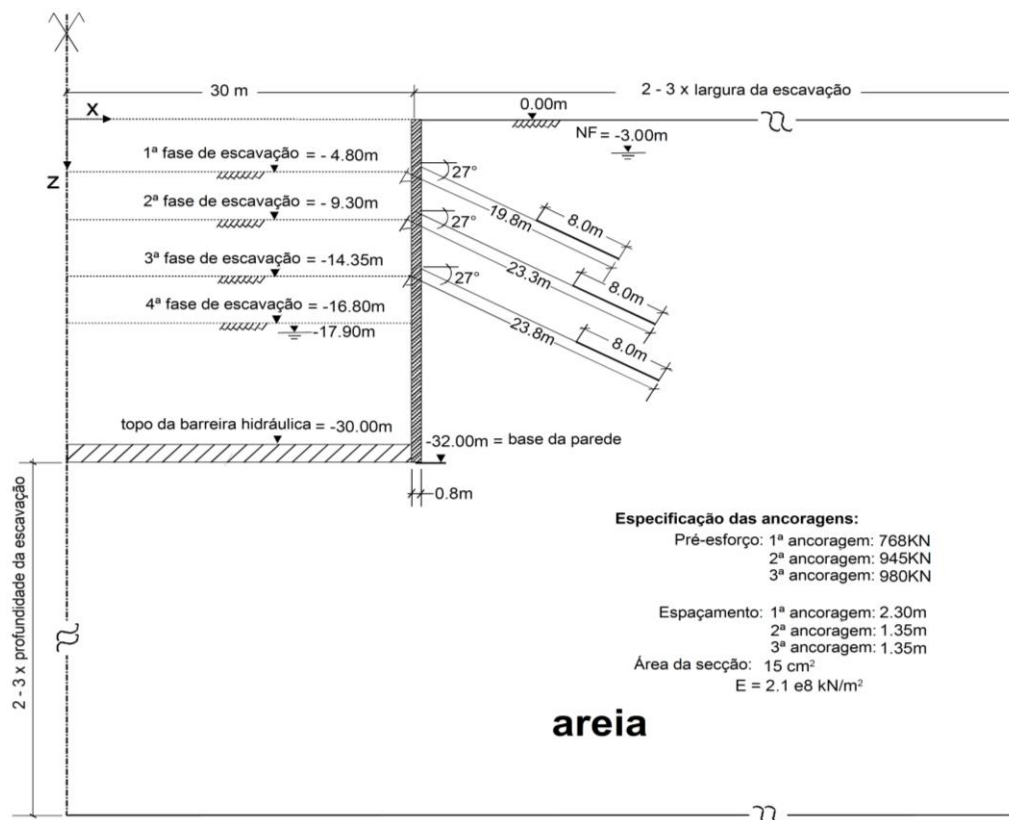


Figura 5.1 - Geometria e especificações do problema (Schweiger 2002)

Para a solução de referência o rebaixamento do nível freático foi modelado por fases, acompanhando o faseamento da escavação. Assim, a modelação desta escavação deve compreender:

- Fase 0: estado de tensão inicializado;
- Fase 1: instalação da parede e rebaixamento do nível freático até aos 4,9 metros;
- Fase 2: primeira fase de escavação, até aos 4,8 metros;
- Fase 3: ativação da primeira ancoragem a 4,3 metros e aplicação de pré-esforço;
- Fase 4: rebaixamento do nível freático até aos 9,4 metros;
- Fase 5: segunda fase de escavação, até aos 9,3 metros;
- Fase 6: ativação da segunda ancoragem a 8,8 metros e aplicação de pré-esforço;
- Fase 7: rebaixamento do nível freático até aos 14,5 metros;
- Fase 8: terceira fase de escavação, até aos 14,35 metros;
- Fase 9: ativação da terceira e última ancoragem aos 13,85 metros e aplicação de pré-esforço;

*: não foi possível apurar a natureza da barreira hidráulica.

Fase 10: rebaixamento do nível freático até aos 17,9 metros;

Fase 11: quarta e última fase de escavação até aos 16,8 metros.

5.3 Modelação do problema

O problema foi modelado de forma a compreender as fases referidas anteriormente. A malha definida, apresentada na Figura 5.2, respeita os limites indicados na especificação e tem graduação crescente à direita da parede e abaixo do limite da escavação, sendo mais fina nas proximidades destas duas fronteiras. Na zona da escavação optou-se por definir uma malha uniforme.

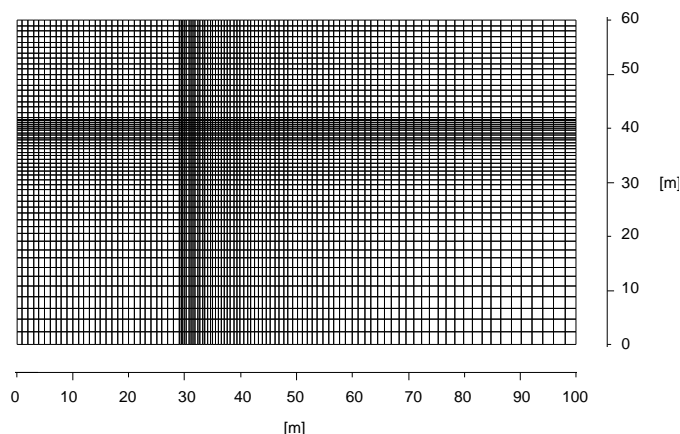


Figura 5.2 - Malha do problema.

O meio foi caracterizado através do modelo de Mohr-Coulomb e para a definição dos parâmetros de rigidez e de resistência do solo foram utilizados valores de referência, obtidos a partir de bibliografia e frequentemente utilizados em escavações em areia da cidade de Berlim, que são apresentados na Tabela 5.1. Considerou-se um aumento da rigidez em profundidade, através de uma relação linear de acordo com a expressão indicada na mesma tabela.

Tabela 5.1 - Propriedades da areia da cidade de Berlim (Schweiger 2002)

Propriedade	Valor
Módulo de deformabilidade, E (MPa)	$20\sqrt{z}$: $0 < z < 20$ m
	$60\sqrt{z}$: $z > 20$ m
Coeficiente de Poisson, ν	0,3
Ângulo de resistência ao corte, ϕ (°)	35
Coesão, c (kPa)	1
Ângulo de dilatância, ψ (°)	5: $0 < z < 20$ m
	6: $z > 20$ m
Permeabilidade, k (m/s)	10^{-4}
Porosidade, n	0,3

Peso volúmico, γ (kN/m)	19
Coefficiente de impulso em repouso, K_0	$1 - \sin(\varphi)$

A parede foi modelada por elementos-viga, com as propriedades indicadas na Tabela 5.2. A barreira hidráulica foi modelada atribuindo uma permeabilidade muito reduzida nas zonas correspondentes à sua posição.

Tabela 5.2 - Propriedades da parede (Schweiger 2002)

Propriedade	Valor
Espessura, d (m)	0,8
Peso volúmico, γ (kN/m ³)	24
Módulo de elasticidade, E (Gpa)	30
Coefficiente de Poisson, ν	0,15

Da mesma forma, para as ancoragens as propriedades utilizadas são as da Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Propriedades das ancoragens (Schweiger 2002)

Elemento	Área da secção, A (cm ²)	Módulo de elasticidade, E (GPa)	Pré-esforço, F_{pe} (kN)	Espaçamento, b (m)
Ancoragem 1	15	210	768	2,3
Ancoragem 2	15	210	945	1,35
Ancoragem 3	15	210	980	1,35

A técnica de rebaixamento do nível freático mais adequada para utilizar nesta situação é o poço de bombagem, dada que a profundidade de rebaixamento pretendida é elevada (17,9 metros) e dada a permeabilidade do terreno. Assim, foi levado a cabo um dimensionamento empírico, semelhante ao efectuado no capítulo anterior, de acordo com os procedimentos explicados no ponto 3.4. Como o rebaixamento será modelado por fases, acompanhando o faseamento construtivo, o dimensionamento foi feito para as 4 fases de rebaixamento definidas, tendo sido obtidos no final 4 caudais de descarga. Dadas as condições geotécnicas do local, entre as quais se destaca a presença de uma barreira hidráulica a 30 metros de profundidade, o poço é totalmente penetrante até essa barreira e o aquífero limitado pela mesma e pela parede instalada será considerado um aquífero livre, correspondendo este cenário ao modelo esquemático com as seguintes características: um poço totalmente penetrante num aquífero livre em regime de escoamento radial, com uma distância de influência R_0 , cujo caudal de descarga em estado estacionário pode ser calculado a partir da Equação 3.9. Os parâmetros de dimensionamento obtidos estão na Tabela 5.4. O raio equivalente, r_e , é necessário para definir a distância de influência, R_0 , a partir da Equação 3.5 e o seu valor é obtido a partir da Equação 3.3, sendo para isso necessário admitir um valor para a dimensão transversal da escavação. O valor

definido foi de 50 metros, obtendo-se assim um raio equivalente de 35 metros. O dimensionamento do caudal de cada poço considerado individualmente é calculado a partir da Equação 3.21 e da Equação 3.22, sendo para isso necessário definir o seu diâmetro e o comprimento de revestimento perfurado submerso. O diâmetro é obtido a partir de uma gama de diâmetros comerciais e para este efeito foi escolhido um diâmetro de 305 milímetros, o comprimento do revestimento perfurado deve ser um valor menor que a diferença entre o rebaixamento e a profundidade de penetração do poço. O rebaixamento é de aproximadamente 18 metros e a profundidade de penetração do poço é de 30 metros, pelo que o valor escolhido para o comprimento de revestimento perfurado submerso é de 9 metros. Com estes parâmetros é possível dimensionar individualmente o caudal de cada poço, tendo sido obtido um valor de aproximadamente $0,01 \text{ m}^3/\text{s}$. O número de poços e o seu espaçamento pode assim ser calculado: o quociente entre o caudal total e o caudal individual de cada poço dará o número de poços e o quociente entre o perímetro da escavação e o número de poços dará o seu espaçamento. Uma vez que o rebaixamento é modelado por fases, o espaçamento entre poços varia de fase para fase, sendo essa uma situação a evitar em obra, o espaçamento entre poços considerado para todas as fases foi o espaçamento obtido para a última fase de rebaixamento.

Tabela 5.4 - Parâmetros de dimensionamento para o rebaixamento por fases

Fase	Rebaixamento em obra (m)	R_0	$Q_{fp} \text{ (m}^3/\text{s)}$	Nº de poços	Espaçamento (m)	$Q_{FLAC} \text{ (m}^3/\text{s/m)}$
1	4,9	182,01	0,0515	5	13	0,00396
2	9,4	317,01	0,0678	6	13	0,00522
3	14,5	470,01	0,0798	7	13	0,00614
4	17,9	572,01	0,0847	8	13	0,00652

Finalmente, o caudal de descarga a utilizar na modelação, visto ser uma modelação plana, não considerando a dimensão transversal da escavação, tem que ter em conta esse fato, dividindo-se o caudal total de descarga pelo espaçamento entre poços, obtendo assim um caudal por metro de perímetro da escavação. Uma vez que na sequência construtiva a parede é instalada antes do rebaixamento, e que esta é prolongada até aos 30 metros de profundidade, onde intersecta uma barreira hidráulica, o poço tem que ser instalado dentro dos limites da escavação, uma vez que no exterior a sua ação será inconsequente. Assim, optou-se pela instalação do poço dentro da escavação, imediatamente a seguir à parede, modelando-se apenas o seu comprimento de revestimento perfurado submerso de 9 metros.

As ancoragens, a instalar após as três primeiras fases de rebaixamento e de construção, são modeladas através de elementos-cabo, com as propriedades indicadas na Tabela 5.3. A malha com todos os elementos, no final da escavação, é apresentada na Figura 5.3. A vermelho a parede, a amarelo o poço e a azul as ancoragens.

Os resultados desta modelação serão comparados com os resultados da solução de referência. A solução de referência procura representar o comportamento do meio observado *in situ*, caracterizando-o através do modelo *Hardenig Soil* do *software* PLAXIS 2D. Os resultados disponíveis dizem respeito às subsidências e ao deslocamento horizontal e momento flector da parede. De notar que, para o deslocamento horizontal da parede, existem também medições do inclinómetro instalado em obra, corrigidas para o movimento lateral da base da parede (Schweiger 2002).

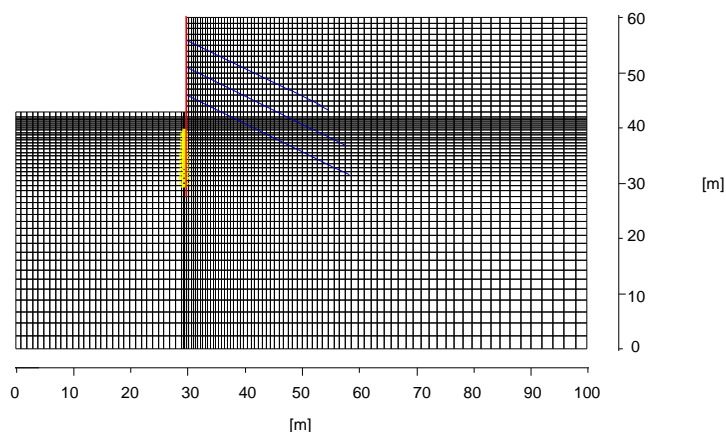


Figura 5.3 - Malha completa

5.4 Resultados das análises numéricas

5.4.1 Variação do ângulo de resistência ao corte

Procurou-se numa primeira fase reproduzir os dados observados em obra, que correspondem, como foi referido, a deslocamentos horizontais disponíveis através das medições inclinométricas. No entanto, o modelo não se revelou o mais apropriado para aproximar os deslocamentos horizontais obtidos na modelação, com os registos de obra. Numa primeira fase procurou-se reduzir a resistência das ancoragens, de forma a obter uma melhor aproximação, mas esta alteração não surtiu o efeito desejado. A opção seguinte recaiu na variação do valor do ângulo de resistência ao corte, φ , utilizado na modelação inicial. Este valor foi o indicado na solução de referência, 35° , e a variação do seu valor foi para os valores de 30° e 32° , permitindo uma melhor aproximação das medições do inclinómetro. Os resultados são apresentados de seguida.

Na Figura 5.4 estão representados os perfis de deslocamento em profundidade na parede para os diferentes valores de φ , juntamente com os resultados obtidos na solução de referência e os registos de observação da obra. A sua análise permite constatar que o valor do ângulo de resistência ao corte que mais aproxima os registos em obra é o de 30° . Verifica-se que para este valor do ângulo de resistência ao corte se consegue uma aproximação bastante razoável às medições em obra. Esta aproximação é mais satisfatória para maiores profundidades. A escavação alcança os 16,80 metros e a partir dessa profundidade a parede está enterrada, suportada pelo terreno de ambos os lados, o que explica a convergência para um valor semelhante de deslocamento na base da parede, em todos os perfis.

No que se refere à evolução dos diagramas de momento flector da parede, estes são representados igualmente na Figura 5.4 para os diferentes valores de φ na última fase escavação. Estes diagramas refletem a ação das ancoragens, que são instaladas aos 4,3 metros, 8,8 metros e 13,85 metros de profundidade, precisamente as profundidades onde se registam os três primeiros picos de momento flector, e das sucessivas fases de escavação. Como a escavação é até aos 16,8 metros, a partir dessa profundidade a parede está enterrada e a pressão de terras irá equilibrar o diagrama de momento flector até um valor nulo no outro extremo da parede. Verifica-se uma aproximação bastante satisfatória entre os diagramas das modelações efetuadas e o diagrama da solução de referência. Os momentos positivos mais elevados são alcançados no troço enterrado da parede, sendo alcançados para o valor de $\varphi = 30^\circ$.

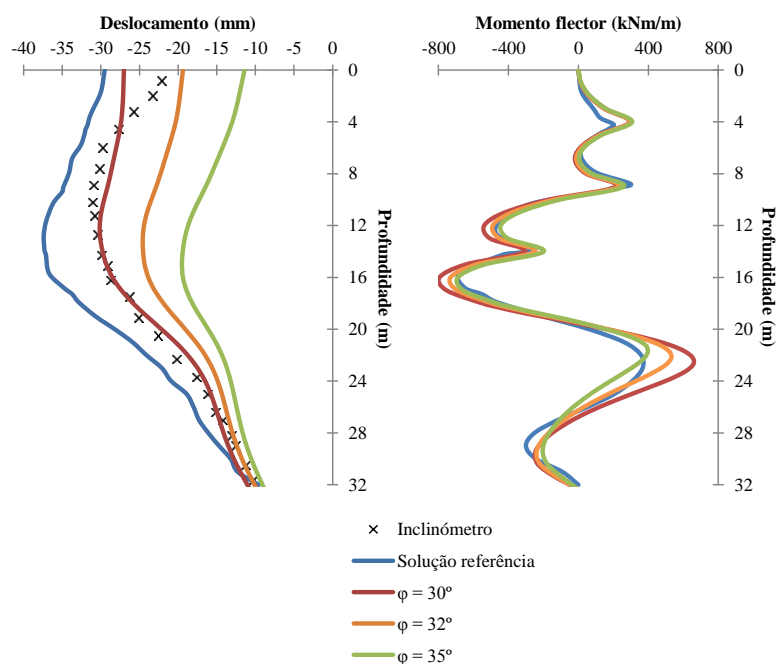


Figura 5.4 - Comparação com a solução de referência: deslocamento e momento flector na parede

Na Figura 5.5 são apresentados as curvas de subsidências das três modelações feitas e da solução de referência. A forma destas curvas difere, para os três valores do ângulo de resistência ao corte testados, da solução obtida para a solução de referência, embora o assentamento máximo para o caso de $\varphi = 30^\circ$ seja muito próximo do obtido para a solução de referência. No entanto, uma vez que não há registos instrumentais desta grandeza, não é possível confirmar qual será a que melhor reproduz o comportamento real da obra. Devido à colocação do poço para o rebaixamento dentro da escavação, o rebaixamento do nível freático terá pouca ou nenhuma influência nas subsidências registadas na vizinhança da escavação. Estas serão apenas consequência das operações de escavação e instalação dos elementos de reforço.

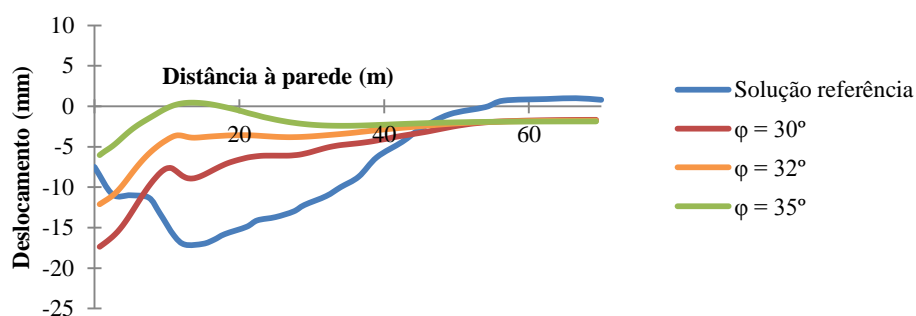


Figura 5.5 - Comparação com a solução de referência: subsidências

5.4.2 Influência da modelação do rebaixamento

O aspeto de modelação, proposto para estudo pela análise paramétrica da Universidade de Tecnologia de Graz, que mais interessa no âmbito desta dissertação diz respeito à influência da forma como o rebaixamento do nível freático é modelado. Fixando o valor do ângulo de atrito em 30° procurou-se analisar a influência nos resultados que teria uma modelação instantânea ao invés de uma modelação gradual para um caudal de dimensionamento adequado, tal como foi efetuado anteriormente. Os resultados foram comparados graficamente nas figuras abaixo.

A evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais da parede e os respetivos diagramas de momentos flectores estão representados na Figura 5.6. Como se pode observar o perfil de deslocamentos para o caso do rebaixamento gradual é o que melhor aproxima as medições do inclinómetro, apesar do perfil do rebaixamento instantâneo também coincidir durante grande parte do traçado e ainda no valor à superfície. No que se refere ao diagrama de momentos flectores do rebaixamento instantâneo, este apresenta um traçado ligeiramente diferente, que se traduz em maiores momentos flectores na parede, a partir do terceiro pico (correspondente à terceira ancoragem), que o diagrama do rebaixamento gradual. Estas diferenças apresentam já valores significativos.

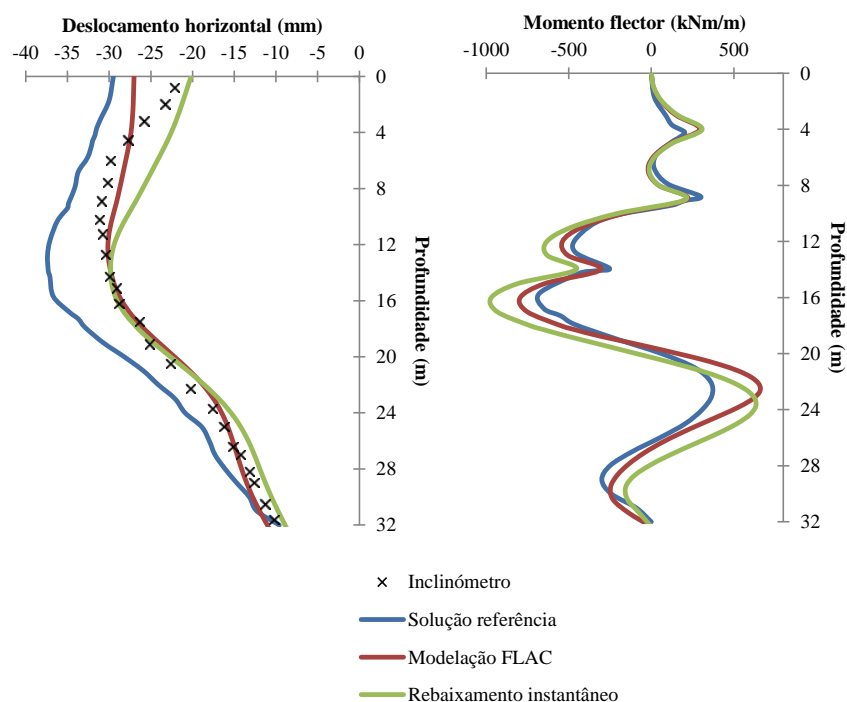


Figura 5.6 - Comparação com o rebaixamento instantâneo: deslocamento horizontal e momento flector da parede

Na Figura 5.7 são apresentados os perfis de subsidências gerados pela modelação do rebaixamento de forma gradual e de forma instantânea, e ainda o perfil gerado pela solução de referência. É possível constatar que, embora a partir dos 15 metros de distância da parede os perfis do rebaixamento gradual e instantâneo sejam coincidentes, antes disso os perfis divergem, verificando-se uma diferença de 5 milímetros junto à parede. Em termos de assentamento máximo, o rebaixamento instantâneo é mais próximo dos resultados da solução de referência.

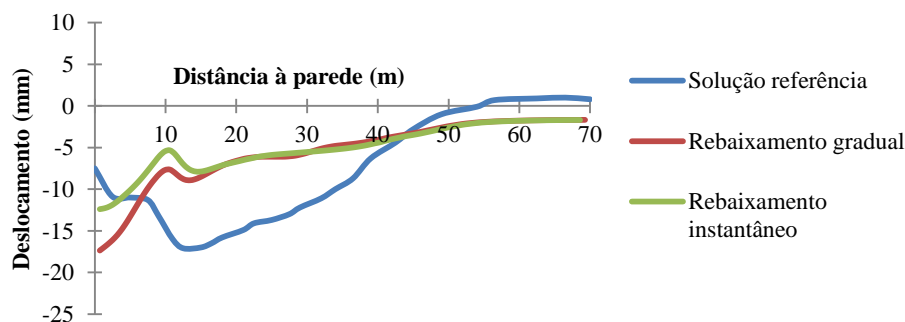


Figura 5.7 - Comparação com o rebaixamento instantâneo: subsidências

5.5 Análise de resultados

Neste capítulo procurou-se modelar o comportamento observado de uma obra de escavação que teve lugar na cidade de Berlim, para a qual existe uma apreciável quantidade de informação. Com este objetivo foi reproduzida toda a sequência construtiva, incluindo as várias etapas de rebaixamento que ocorreram a partir do interior da escavação. Recorrendo ao modelo de Mohr-Coulomb modelou-se o terreno com uma rigidez crescente em profundidade, e fez-se variar numa primeira fase o ângulo de

resistência ao corte do terreno. Para um valor de $\varphi = 30^\circ$ obteve-se um ajuste bastante razoável dos deslocamentos horizontais atrás da parede moldada e valores máximos das subsidências próximos dos obtidos na designada solução de referência, embora a forma das curvas obtidas pelas duas vias seja diferente. Escolhido um valor de 30° para o ângulo de resistência ao corte foi possível aproximar o deslocamento horizontal das medições do inclinómetro, a única instrumentação da qual foram fornecidos resultados, possibilitando uma base para a posterior análise à influência do rebaixamento. Dessa análise pode-se concluir que o efeito da modelação do rebaixamento embora não seja desprezável é menos significativo que no exemplo apresentado no capítulo anterior, o que será devido à maior área de influência provocada pelo rebaixamento efetuado a partir do exterior da escavação. Em profundidade, o rebaixamento gradual aproxima melhor os resultados da observação. No rebaixamento instantâneo, por sua vez, o diagrama de momentos flectores tem um traçado que atinge um valor limite de 1000 kNm/m, superior ao valor obtido com o rebaixamento gradual. Foi também efetuado o cálculo do fator de segurança que o FLAC permite estimar, tendo-se obtido, para o rebaixamento gradual e instantâneo valores de 1,28 e 1,32, respetivamente.

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Esta dissertação centrou-se no tema do rebaixamento do nível freático em solos, e a avaliação dos seus efeitos na envolvente, nomeadamente ao nível das deformações impostas na obra e das suas consequências para a sua estabilidade e segurança. Inicialmente foram apresentadas as diferentes técnicas existentes para rebaixar o nível freático e descritos os mecanismos de instabilidade que o rebaixamento pode provocar, bem como o tipo de danos causados e formas de mitigação e prevenção desses mesmos danos. Em seguida, foram introduzidas os conceitos básicos necessários para compreender a forma como a água subterrânea é acumulada, assim como as noções essenciais para poder caracterizar e compreender como se processa o escoamento para poços, assim como vias para o seu dimensionamento.

Posteriormente, foram analisados numericamente dois exemplos que foram modelados de forma a recriar diferentes ambientes geotécnicos que possibilitassem uma análise de resultados interessante. De forma a aplicar a análise numérica a um caso real, com resultados *in situ* conhecidos, foi também modelada uma escavação profunda na cidade de Berlim cuja especificação de características e tratamento de resultados são provenientes de um *benchmarking* da Sociedade Germânica da Geotecnia. Existindo uma solução de referência, bem como resultados de campo, os resultados da modelação efetuada puderam ser comparados e validados.

O conjunto de análises efetuadas permitiu tirar as seguintes conclusões:

- o software FLAC demonstrou uma precisão bastante satisfatória na modelação de um problema já estudado e com solução analítica disponível;
- para as condições de estado de tensão isotrópico, em meio elástico e para um aquífero confinado, as análises paramétricas efetuadas permitiram concluir que num meio mais rígido a ação de um poço provoca maiores e mais extensas variações da pressão intersticial, consequentemente também o perfil de deslocamentos se estenderá a uma maior distância do poço;
- para o problema de uma escavação escorada em estado plano de deformação, a modelação do rebaixamento de forma instantânea ou gradual a partir de um poço ao qual foi imposto um caudal de descarga constante foi importante na obtenção de resultados, possibilitando uma análise mais realista das situações geotécnicas modeladas;
- as fórmulas utilizadas para o dimensionamento do caudal de descarga do poço permitem obter valores que modelam o rebaixamento dentro do tempo de bombagem previsto;
- foram obtidas diferenças significativas para as duas vias de modelação do rebaixamento, designadamente na forma da curva de subsidências;

- um deficiente dimensionamento do sistema de rebaixamento ou da estimativa da permeabilidade do terreno pode resultar em situações de instabilidade como o levantamento hidráulico ou o levantamento global;
- a modelação de um caso de obra na cidade de Berlim foi reproduzida de forma bastante aproximada recorrendo a uma modelação gradual do rebaixamento, embora neste caso as diferenças para o rebaixamento instantâneo não sejam tão significativas.

Como trabalhos futuros para desenvolvimento do estudo feito no presente trabalho propõe-se:

- a utilização de modelos constitutivos mais completos que aqueles utilizados nas análises estudadas nesta dissertação, nomeadamente considerando o amolecimento do terreno;
- tomar em conta a anisotropia da permeabilidade nas análises;
- fazer depender a permeabilidade da tensão média e da sua variação ao longo do cálculo numérico;
- caracterizar a permeabilidade através de ensaios laboratoriais ou de campo;
- estudar o impacto do rebaixamento no potencial de dano, pelas duas abordagens;
- estudar a influência do módulo de compressibilidade da água nos resultados onde foi assumido um valor mais pequeno para permitir um menor tempo de cálculo;
- utilizar um *software* que permita a análise tridimensional dos problemas de rebaixamento, de forma a considerar todo o perímetro de escavação e a extensão transversal do cone de rebaixamento.

BIBLIOGRAFIA

- Aldeias, J. B. (2011). *Soluções de escavação e contenção periférica intersectando o nível freático*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre apresentada no Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Câmara Municipal de Lisboa. (13 de Janeiro de 2009). Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa - Aviso nº 1229/2009 - Artigo 104.º - Projecto de escavação e contenção periférica. *Diário da República - 2ª Série - Nº8*, pp. 1464-1465.
- Cashman, P. M., & Preene, M. (2001). *Groundwater Lowering in Construction: A practical guide*. Spon Press.
- Chapman, T. G. (1959). Groundwater flow to trenches and wellpoints. *Journal of the Institution of Engineers*, 28, 275-280.
- Cooper, H. H., & Jacob, C. E. (1946). A generalised graphical method for evaluating formation constants and summarising well field history. *American Geophysical Union Transactions*, 27, 526-534.
- Dupuit, J. (1863). *Etudes Théoriques et Pratiques sur le Mouvement des Eaux dans les Canaux Decouverts et a Travers les Terrains Perméables*. Dunod, Paris: Libraire des Corps Impériaux des Ponts et Chaussées et des Mines.
- EC7. (2010). *Eurocódigo 7 - Projecto Geoténico. Parte 1: Regras Gerais*. NP EN 1997-1 2010: Comité Europeu de Normalizações (CEN).
- Fernandes, M. M. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e princípios fundamentais* (1ª ed.). FEUP Edições.
- Forchheimer, P. (1886). Über die ergibigkeit von brunnen-anlagen und sickerschützen. *Der Architekten-und Ingenieur-Verein*, 32, 539-563.
- Itasca. (2005). *FLAC - Fast Lagrangean Analysis of Continua, Version 5.0. User's Manual*. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group Inc.
- Jacob, C. E. (1946). Drawdown test to determine effective radius of artesian well. *Proceeding of the American Society of Engineers*, 72, 629-646.
- Lake, L. M., Rankin, W. J., & Hawley, J. (1996). Prediction and Effects of Ground Movements Caused by Tunneling in Soft Ground Beneath Urban Areas. *Construction Industry Research and Information - CIRIA Report PR30*.
- Mateus, A. (Coord.). (2008). Megacidades: o nosso futuro global. Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa. Acessível em <http://geologia.fc.ul.pt/documentos/108.pdf>.
- Medeiros, A. L. (1998). *Rebaixamentos do nível aquífero em obras de engenharia*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Miranda, R. (2010). *Drenagem de escavações*. Elementos de apoio à cadeira de Tecnologias de construção de edifícios, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Preene, M. (2000). Assessment of settlements caused by groundwater control. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 143, 177-190.
- Preene, M. (2010). *Controlling Water on Construction Sites*. Apresentação de carácter empresarial, Golder Associates UK.
- Preene, M., Roberts, T. O., Powrie, W., & Dyer, M. R. (2000). *Groundwater Control – Design and Practice*. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report C515, London.
- Roberts, T. (2006). *Groundwater Control*. Yorkshire Geotechnical Group, Slides de apresentação.
- Schweiger, H. F. (2002). *Benchmarking in Geotechnics*. Graz University of Technology, Austria: Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering - Computational Geotechnics Group.
- Sichardt, W. (1928). *Das fassungsvermögen von rohrbrunnen und seine bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für grobere absenkungstiefen*. Berlin: Springer.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, B. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third ed.). John Wiley & Sons.
- Theis, C. V. (1935). The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *American Geophysical Union Transactions*, 16, 519-524.
- Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). *Groundwater Hydrology* (Third ed.). John Wiley & Sons.
- Weber, H. (1928). *Die Reichweite von Grundwasser-absenkungen mittels Rohrbrunnen*. Berlin: Springer.
- Xanthakos, P. P., Abramson, L. W., & Bruce, D. A. (1994). *Ground Control and Improvement*. John Wiley & Sons.